

REPUBLICQUE 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 industriel.

THÈME

*Étude d'un bâtiment (R+8) à usage
d'habitation et commercial avec l'application du
logiciel ETABS*



Dirigé par: M^{me} BOUZEBODJA

Etudié par: M^r BRIHMAT RAFIK

Année 2016/2017

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents. Et à toute la famille et les amis sans exception.

BRIHMAT RAFIK

I-1) 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 BAEL 91 modifiée 99.

I-2) Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment constitué d'un rez-de-chaussée et huit étages à usage commercial et habitation à ossature mixte.

Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment comporte :

- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur ;
- Un rez-de-chaussée ;
- huit étages courants ;
- Une terrasse inaccessible.

I-3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**a) en plan :**

- Longueur totale de bâtiment : $L = 22,00\text{ m}$;
- Largeur totale du bâtiment : $B = 11,95\text{ m}$.

b) en élévation :

- Hauteur de rez-de-chaussée $H_r = 4,08\text{ m}$;
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3,06\text{ m}$;
- Hauteur de l'acrotère $H_a = 0,6\text{ m}$;
- Hauteur totale du bâtiment $H_t = 28,56\text{ m}$.

I-4) Les éléments de l'ouvrage :

A-Ossature : Le contreventement de l'ouvrage peut être assuré par deux types de contreventement :

- **Contreventement par portique :** c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile :** composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

B- Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitants les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique :** ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- **L'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

-Les planchers des étages courants sont en corps creux.

-Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

C- Les escaliers :

Sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, le bâtiment comporte deux types d'escaliers réalisés en béton armé :

- escalier desservant au 1^{er} étage : escalier à trois volées et deux paliers de repos.
- escalier desservant aux autres étages : escalier à deux volées et un palier de repos.

D- Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

E- Le coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

F- La maçonnerie :

a)Murs extérieurs : les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

b) Murs intérieurs : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

G- Les revêtements :

- Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multi-couches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.
- Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur ;
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;
- Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux ;
- Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces ;
- Carreaux céramiques pour les façades principales.

I-5) Données sismique de la structure :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003**

Comme une zone sismicité moyenne (**zone II_a**).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- La contrainte admissible de sol $\bar{\sigma} = 2,2$ bars.
- Le site considéré comme site meuble (**S2**).

I-6) Les états limites:

Un état limite est un état qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments.

Art A.1.2 du BAEL91 précise : «un ÉTAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. »

- Nous distinguons 2 états limites :

A) Les états limites ultimes (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la **ruine** de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- de stabilité de forme ;
- de l'équilibre statique : non renversement de la construction (rupture) ;
- de résistance pour les matériaux constitutifs (flambement).

B) Les états limites de service (ELS) :

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- la limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- la limitation de la compression du béton.
- la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

I-7) Caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91**).

I-7-1) Le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

A) Résistance caractéristique du béton :**A-1) Résistance à la compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} , Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

(Art A.2.1, 11/ BAEL 91)

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

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

Dans notre calcul on la prend égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa)

A-2) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa, (Art 2.1, 12 /BAEL 91)}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

B) Module d'élasticité de béton :**B-1) Module de déformation longitudinale :**

On distingue les modules de Young Instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

$$E_{ij} \approx 3 E_{vj}$$

B-1-1) Module de déformation instantanée (Art.2.1 21/BAEL 91)

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ j} \longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

B-1-2) Module de déformation différée : (Art A.2.1 22/BAEL 91)

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours} \longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

B-2) Module de déformation transversal : (Art A.2.1, 3/BAEL 91)

Le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec :

ν : Coefficient de poisson

E : module de Young (module d'élasticité)

1. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par (Art A.2.1, 3 / BAEL 91).

$$\nu = 0 \quad \text{pour des sollicitations à ELU}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{pour le calcul des déformations à ELS}$$

C) Modèles de Calcul du béton :**1) À l'ELU :**

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

(Art A4.3.41BAEL91)

- Contraintes limites du béton en compression :

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \quad \text{(Art A.4.3,41/BAEL 91)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation courante ;} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $\gamma_b = 1,5$

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots\dots\dots \text{si } t > 24\text{h} ; \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} ; \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots \text{si } t < 1\text{h}. \end{array} \right.$$

t : durée probable d'application de la combinaison considérée.

Dans notre cas, l'application de la combinaison est durable, donc on va prendre $\theta = 1$.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{MPa}$$

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-après :

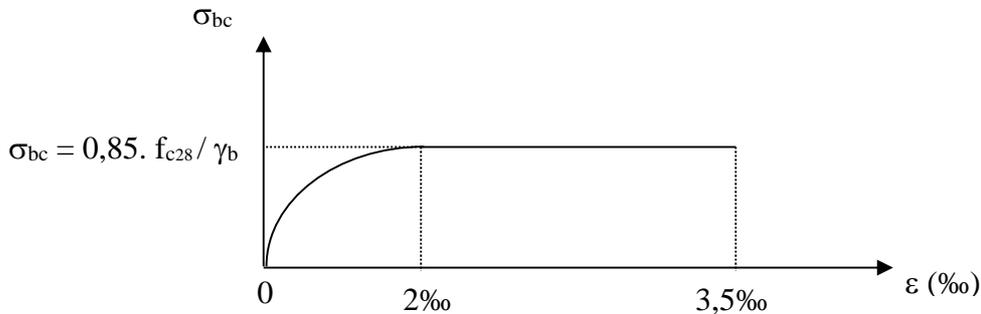


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

2) À l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Donc on va adopter la loi de Hook de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligé (**Art A.4.5, 1/BAEL 91**). On général on adopte une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_a = 200000 \text{MPa}$; $E_b \approx 13333 \text{MPa}$)

-La contrainte limite du béton en compression :

D'après (**Art 4.5, 2/ BAEL91**) cette contrainte est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$ contrainte admissible à l'ELS.

À $j=28$ jours, dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

La figure ci-après nous donne le comportement du béton à l'ELS :

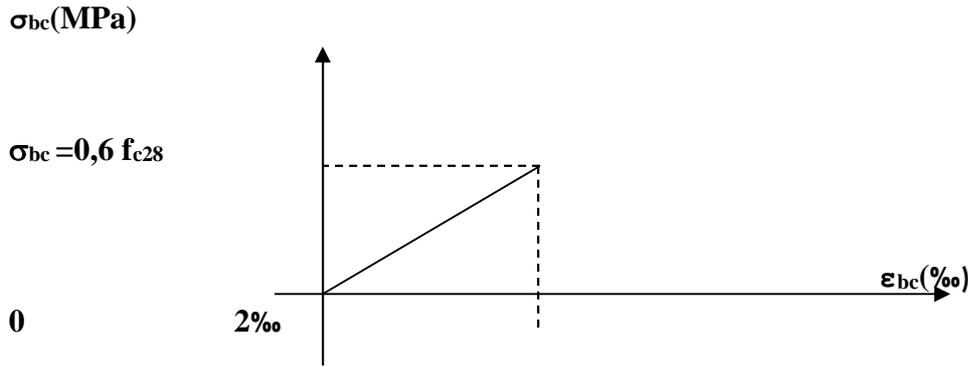


Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

-Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1, 21/BAEL 91)

Elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée

b : valeur de la largeur de la section cisailée

d : hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \text{ Fissuration peu nuisible ;}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I-7-2) Les aciers :

Les armatures sont en acier. L'acier est un alliage de fer et de carbone. Cet alliage possède une bonne résistance mécanique en traction et en compression. Le fer apporte une base de résistance importante et de la souplesse. La souplesse permet au matériau de se déformer notablement sans se rompre.

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états des surfaces (RL, HA).

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-1 : caractéristique des aciers.

a) Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa (Art A.2.2, 1/BAEL91)}$$

c) Contrainte Limite :**1) Calcul de contrainte limite à l'ELU :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3. (Art A.4.3, 2

/BAEL91), où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie σ_s est définie par : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s est un coefficient de sécurité partiel qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \text{Situation courante} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ Pour les aciers à haute adhérence FeE400}$$

$$\sigma_s = \frac{235}{1,15} = 204 \text{ MPa} \text{ Pour les aciers doux FeE235}$$

b) Calcul de contrainte limite à l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) pour ce faire on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

1. Fissuration peu nuisible : Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, (Art.4.5, 32/BAEL91)

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\overline{\sigma}_s$ Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

γ_s Coefficient de sécurité.

2. Fissuration préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas, la contrainte doit se limitée comme suit : (A.4.5,33/BAEL91)

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e, \max \left[0,5 f_e; 110(\eta \cdot f_{ij})^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$$

Avec η coefficient de sécurité :

- $\eta = 1,0$pour les ronds lisses ;
- $\eta = 1,6$pour les hautes adhérences.

La contrainte pour les différents aciers est :

Les aciers (HA) : $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left[0,5 \times 400; 110(1,6 \times 2,1)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 201,63 \text{ MPa}$

Les aciers doux (RL) :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 235, \max \left[0,5 \times 235; 110(1,0 \times 2,1)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 156,67 \text{ MPa}$$

2. Fissuration très préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit se limitée comme suit : (A.4.5,34/BAEL91)

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} \cdot f_e, \max \left[90(\eta \cdot f_{ij})^{\frac{1}{2}} \right] \right\}$$

Les aciers (HA) : $\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} \times 400, \max \left[90(1,6 \times 2,1)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} = 164,97 \text{ MPa}$

b) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :

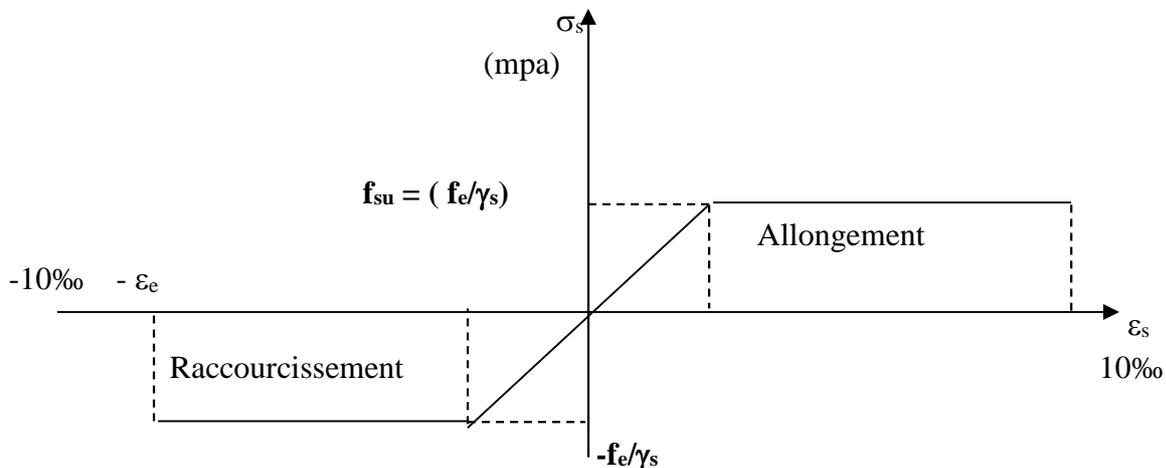


Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations des aciers

I-8) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes (**Art A.7.1 /BAEL91**) :

$C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

$C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

$C \geq 1 \text{ cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **$C = 3 \text{ cm}$** .

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **$C = 2 \text{ cm}$** .

II)Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction.

Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par RPA 99 version 2003.

II-1) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22,5} \text{ (ArtB.6.8.424/BAEL91)}$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas

la portée libre maximale : $L = 3,20 - 0,25 = 2.95 \text{ m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 2.95/22,5 = 13 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur 20 cm d'où $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

Épaisseur du corps creux =16cm

Épaisseur de la dalle de compression =4cm

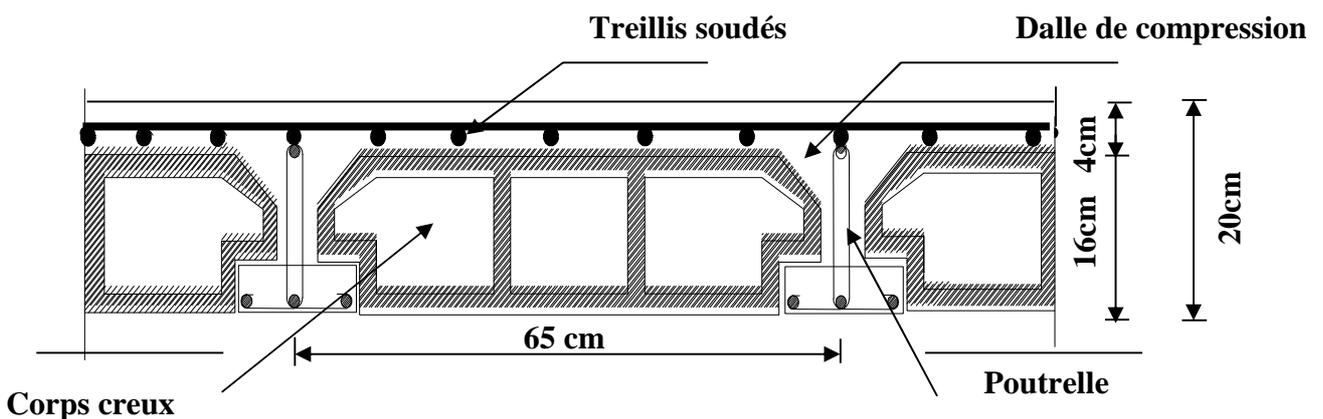


Figure II-1 : Coupe verticale du plancher.

II-2) Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur : } b \geq 20 \text{ cm} \\ \text{Hauteur : } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \\ B_{\max} \leq 1,5 h + b_1. \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

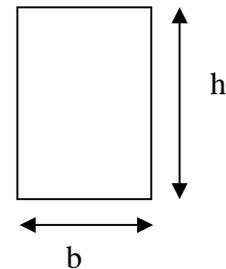
b₁ : largeur de poteau.

Et d'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La plus grande travée.



A- Poutres principales : (les poutres porteuses).

-Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec :

h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas L = 385 – 25 = 360 cm

Donc :

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \implies 24 \leq h_t \leq 36(\text{cm}).$$

Soit h_t = 40 cm

-Largeur de la poutre : $0,4 \times h_t \leq b \leq 0,7 \times h_t$

Donc : $0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \implies 16 \leq b \leq 28(\text{cm})$

b = 30 cm

La section des poutres principales est : b x h_t = 30 x 40 (cm²)

B - Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

-Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 320 - 25 = 295$ cm

$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \implies 19.66 \leq h_t \leq 29,5$ (cm)

On prend $h_t = 35$ cm

- Largeur de la poutre : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 24,5$ (cm)

Soit $b = 30$ cm

Donc la section de la poutre secondaire est : $(b \times h_t) = (30 \times 35)$ (cm²)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	40 cm	35 cm	OK
$b \geq 20$ cm	30 cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	OK

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

Poutres principales (30x40) cm²

Poutres secondaires (30x35) cm²



Figure II-2 : Dimensions des Poutres.

II-3) Poteaux :

Les poteaux sont prédimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression $N_s = (G+Q)$.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ;on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $A \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc} : La contrainte admissible à la compression du béton égal 15 MPa.

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ kN/cm}^2$.

II-3-1) Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes $G(\text{kN/m}^2)$ et les surcharges d'exploitation $Q(\text{kN/m}^2)$ nous allons nous référer au **DTR B.C 2.2**.

II-3-1-1 Charges permanentes :

a) **Plancher terrasse (inaccessible) :**

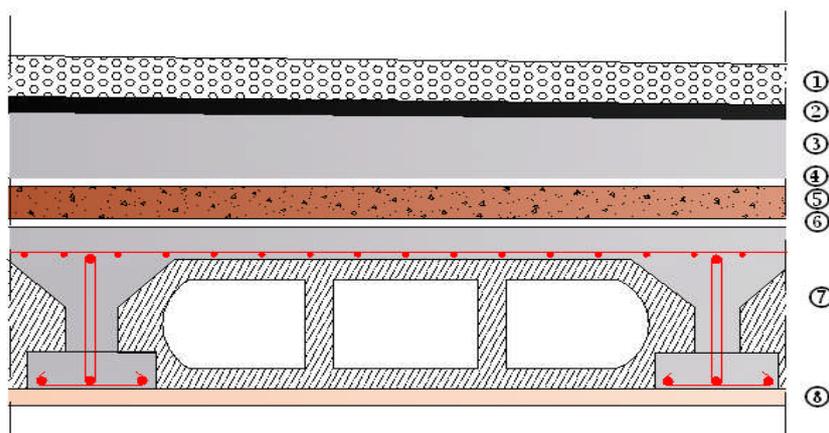


Figure II-3 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{kN} / \text{m}^3)$	$G(\text{kN} / \text{m}^2)$
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0,12
3	Forme de pente en béton	8	25	2,00
4	Feuille de polyane	-	-	0,01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
6	Feuille de polyane	-	-	0,01
7	Plancher en corps creux	16+4	14	2,80
8	Enduit de plâtre	2	10	0,20
$G_{Pt}=6,30(\text{kN} / \text{m}^2)$				

Tableau II-2 :Charges revenant au plancher corps creux terrasse.

b) Plancher d'étage courant :

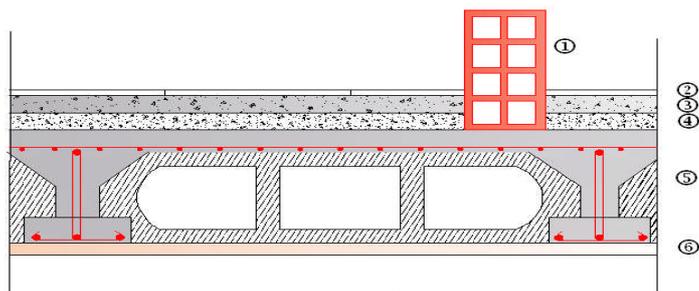


Figure II-4 : Coupe du plancher corps creux étage courant.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN / m^3)$	$G(kN / m^2)$
1	Cloison en briques creuse	10	9	0,9
2	Revêtement en carrelage	2	20	0,40
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2,80
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{PC}=5,5 (kN / m^2)$				

Tableau II-3 : Charges revenant au plancher corps creux étage courant

c) Dalle pleine :

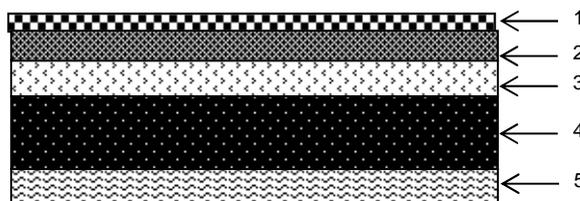


Figure II-5 : Coupe transversale de la dalle pleine.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN / m^3)$	$G(kN / m^2)$
1	Revêtement carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	3	22	0,66
3	Couche de sable	3	18	0,54
4	dalle en béton arme	15	25	3,75
5	Enduit de ciment	2	18	0,36
$G_{dp}= 5,71 (kN / m^2)$				

Tableau II-4 : Charges permanentes revenant à la dalle pleine.

d) Maçonnerie

* Murs extérieurs :

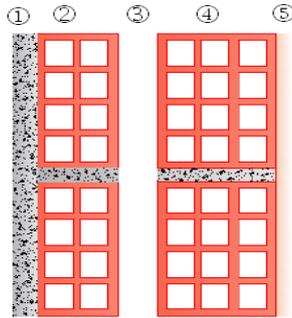


Figure II-6 : Coupe transversale du mur double cloison.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN / m^3)$	$G(kN / m^2)$
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Lame d'air	5	-	0
4	Brique creuse	15	9	1,35
5	Enduit du ciment	2	18	0,36
$G_{me}=2,81 (kN / m^2)$				

Tableau II-5 : Charges revenant au mur extérieur.

* Mur intérieur :

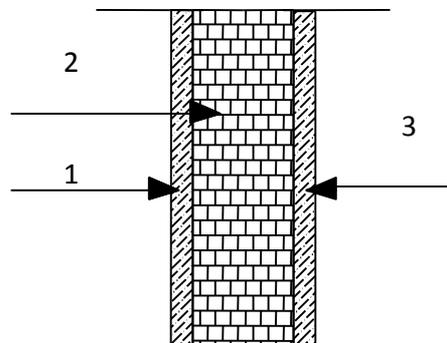


Figure II-7 : Coupe transversale du mur en simple cloison.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN / m^3)$	$G(kN / m^2)$
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit en plâtre	2	10	0,2
$G_{mi} = 1,30 (kN / m^2)$				

Tableau II-6 : Charges permanentes revenant au mur intérieur.

II-3-1-2 Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher du RDC: à usage commercial $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$
- L'escalier $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ - Balcons $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

II-3-2 Descente de charge :

A) Surface d'influence :

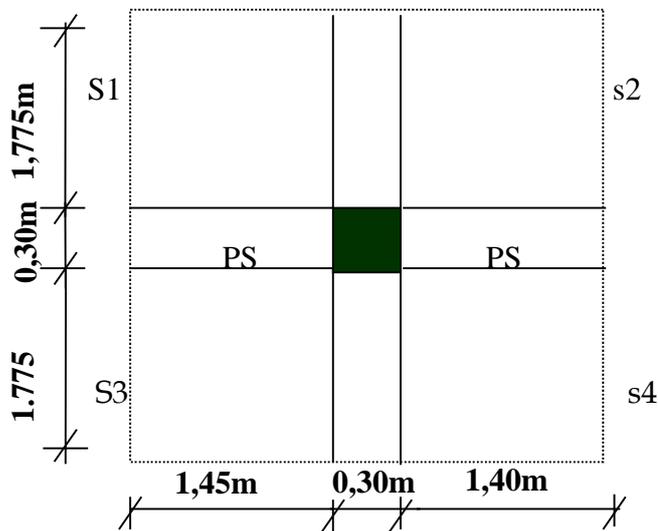


Figure II-8 : Localisation du poteau le plus sollicité.

$$\begin{aligned}
 S &= S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\
 &= (1.775 \times 1.45 \times 2) + (1.775 \times 1.4 \times 2) \\
 &= 10.11 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

B) Poids propre des éléments :

Plancher terrasse : $G_{pt} \times S = 6,30 \times 10,11 = 63.693 \text{ kN}$

Plancher courant : $G_{pc} \times S = 5,5 \times 10,11 = 55.605 \text{ kN}$

Poutres :

-Poutres principales : $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (1,775 + 1,775) = 10.65 \text{ kN}$

-Poutres secondaires : $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1,45 + 1,40) = 07.48 \text{ kN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = $10.65 + 07.48 = 18.13 \text{ kN}$

Poteaux :

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

$b = 30 \text{ cm.}$

$h = 30 \text{ cm.}$

Poteau RDC: $\rho \times S \times h_{RDC} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 4,08 = 09.18 \text{ kN}$

Poteaux étage courant : $\rho \times S \times h_{EC} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,06 = 06.88 \text{ kN}$

C) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse	$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Donc :

Étage courant: $Q \times S = 1,50 \times 10,11 = 15,165 \text{ kN}$

Terrasse inaccessible : $Q \times S = 1,00 \times 10,11 = 10,11 \text{ kN}$

II-2-3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

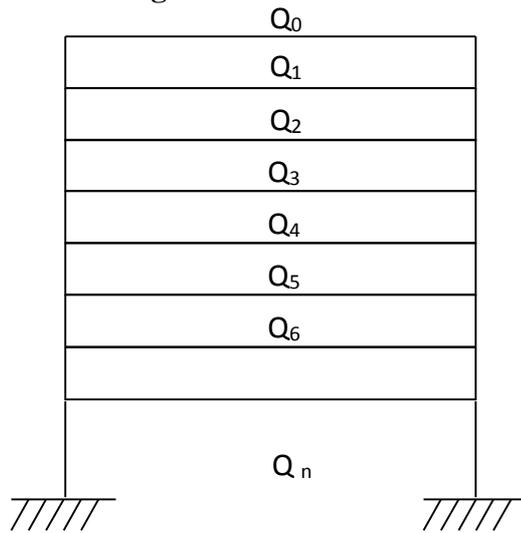


Figure II-9 :Coefficients de degression des surcharges.

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68

Tableau II-7 : Coefficients de dégression des surcharges.

Les surcharges cumulées

Niveau8 : $Q_0=10,11$ kN

Niveau7 : $Q_0+ Q_1 =10,11+15,165= 25.27$ kN

Niveau6 : $Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 10,11 + 0,95(2x15,165)=38.92$ kN

Niveau5 : $Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 10,11 + 0,90(3x15,165)=51.05$ kN

Niveau4 : $Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 10,11 + 0,85(4x15,165)=61.67$ kN

Niveau3 : $Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 10,11+ 0,80(5x15,165)=70.77$ kN

Niveau2 : $Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 10,11+ 0,75(6x15.165)=78.35$ kN

Niveau1 : $Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 10,11+ 0,71(7x15,165)=85.48$ kN

RDC : $Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)=10,44+ 0,68(8x15,66)=92.60$ kN

Etages	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation	N = G _c + Q _c (kN)	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	G _{totale} (kN)	G _{cumulée} (kN)	Q _{cumulée} (kN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Section (cm ²)
8	63.69	06.88	18.13	88.70	88.70	10.11	98.81	65.85	30×40
7	55.60	06.88	18.13	80.61	163.52	25.27	188.79	125.86	30×40
6	55.60	06.88	18.13	80.61	244.13	38.92	283.05	187.71	30×40
5	55.60	06.88	18.13	80.61	324.74	51.05	375.79	250.52	35×45
4	55.60	06.88	18.13	80.61	405.35	61.67	467.63	311.82	35×45
3	55.60	06.88	18.13	80.61	485.96	70.77	556.73	371.15	35×45
2	55.60	06.88	18.13	80.61	566.57	78.35	644.92	429.94	40×50
1	55.60	06.88	18.13	80.61	647.18	85.48	732.66	488.44	40×50
RDC	55.60	09.18	18.13	82.91	730.09	92.60	822.69	548.46	40×50

Tableau II-8 : Dimensionnement des poteaux

II-3) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (Art 7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

1. Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

- Min (b_1, h_1) \geq 25 cm 1
- Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$ 2
- $1,4 < b_1/h_1 < 4$ 3

Poteau du RDC :

- *Min (b_1, h_1) = min (40cm ,50cm) =40 cm > 25 cm → Condition Vérifiée.
- *Min (b_1, h_1) = 40cm > $h_e/20 = 368/20 = 18,4$ cm → Condition Vérifiée.
- * $1,4 < b_1/h_1 = 40/50 = 0,8 < 4$ cm → Condition Vérifiée.

Poteau du 1^{ère} et 2^{ème} étage :

- * Min (b_1, h_1) = min (40cm ,50cm) =40 cm > 25 cm → Condition Vérifiée.
- * Min (b_1, h_1) = 40cm > $h_e/20 = 266/20 = 13,30$ cm → Condition Vérifiée.
- * $1,4 < b_1/h_1 = 40/50 = 0,8 < 4$ cm → Condition Vérifiée.

Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage :

- * Min (b_1, h_1) = min (35cm ,45 cm) =35 cm > 25 cm → Condition Vérifiée.
- *Min (b_1, h_1) = 35 cm > $h_e/20 = 266/20 = 13,30$ cm → Condition Vérifiée.
- * $1,4 < b_1/h_1 = 35/45 = 0,77 < 4$ cm → Condition Vérifiée.

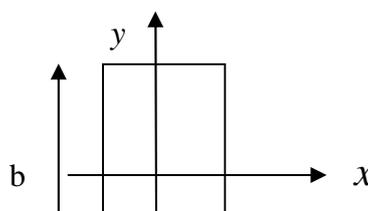
Poteau du 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage :

- * Min (b_1, h_1) = min (30cm ,40cm) = 30 cm > 25 cm → Condition Vérifiée
- *Min (b_1, h_1) = 30cm > $h_e/20 = 266/20 = 13,30$ cm → Condition Vérifiée.
- * $1,4 < b_1/h_1 = 30/40 = 0,75 < 4$ → Condition Vérifiée.

Conclusion : les dimensions des sections des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

2-Vérification des poteaux au flambement :

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



Avec : $\lambda \leq 50$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: L'élancement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement, ($L_f = 0,707 l_0$)

L_0 : Hauteur libre du poteau ;

a

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe yy (axe faible) ;

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I_y}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \sqrt{I} = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = a \times b$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\frac{b}{\sqrt{12}} \sqrt{\frac{I}{ab}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteau du RDC (40x50) cm², $L_0 = 4,08 - 0,40 = 3,68$ m $\Rightarrow \lambda = 17,84 < 50 \rightarrow$ vérifiée.

-Poteau du 1^{ère} et 2^{ème} étage (40x50) cm², $L_0 = 3,06 - 0,40 = 2,66$ m $\Rightarrow \lambda = 12,90 < 50 \rightarrow$ vérifiée.

-Poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage (35x45) cm², $L_0 = 3,06 - 0,40 = 2,66$ m $\Rightarrow \lambda = 14,33 < 50 \rightarrow$ vérifiée.

-Poteau du 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage (30x40) cm², $L_0 = 3,06 - 0,40 = 2,66$ m

$\Rightarrow \lambda = 16,12 < 50 \rightarrow$ vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement

II.4 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place qui ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le prédimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4 e_p$

e_p : épaisseur des voiles,

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

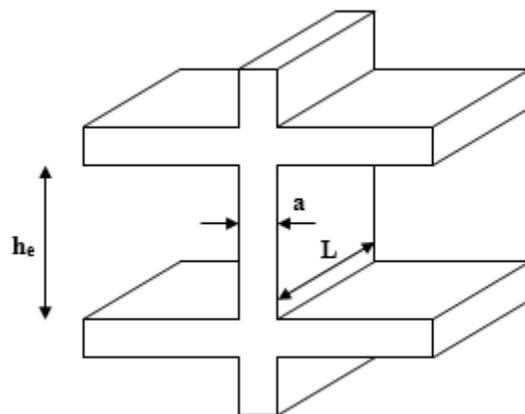
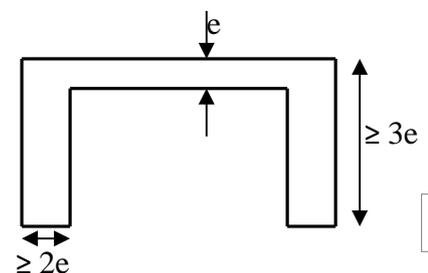
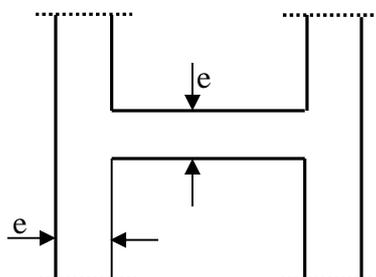


Figure II-10 : coupe de voile en élévation.

Les différents types des voiles :

1^{ère} cas

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$



2^{ème} cas

3^{ème} cas

Figure II-11 :coupe de voile en plan.

Remarque :

Dans notre cas, on prend le 3eme cas (voile linéaire).

a)RDC : $408 - 40 = 368\text{cm}$, $e \geq 368/20 = 18,4\text{cm}$,

b) l'étage courant : $306 - 40 = 266\text{ cm}$, nous donne $e \geq 266/20 = 13,3\text{cm}$.

Donc on adopte pour les voile une épaisseur **$e = 20\text{ cm}$** sur toute la hauteur de la structure.

$L \geq 4xe_p = 4 \times 20 = 80\text{ cm}$.

Introduction :

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

III-1) l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontale ($Q = 1\text{kN/ml}$) du à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

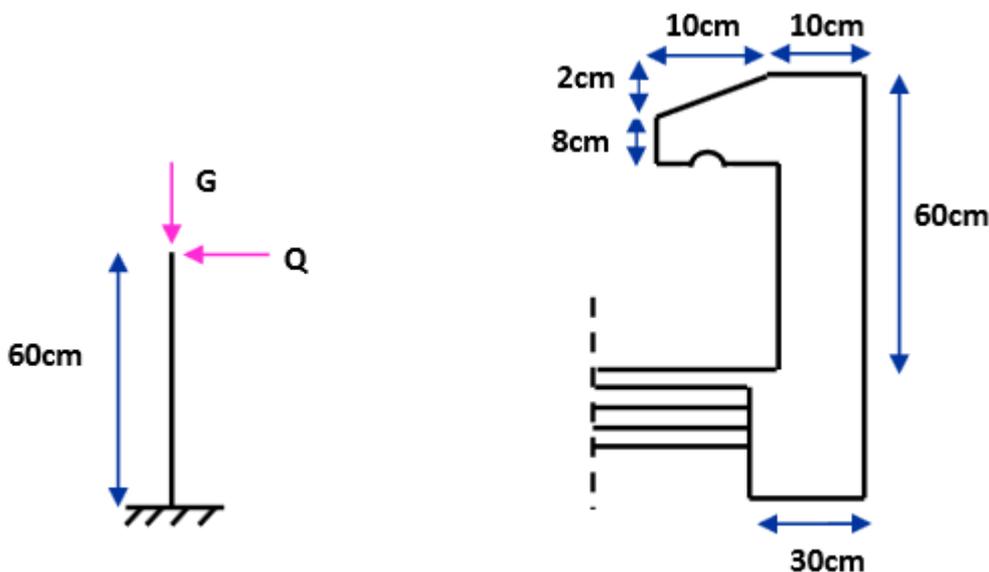


Figure III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère.

III-1-1) Calcul des sollicitations**Effort normal du au poids propre**

$$G = S \times \rho$$

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

$$\text{Donc: } G = 0,069 \times 25 = 1,72 \text{ kN/ml}$$

Avec :

$$\rho : \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ kN/m}^3$$

S : Section transversale

Effort normal

$$N = G = 1,72 \times 1 = 1,72 \text{ kN/ml}$$

Effort horizontal

$$T = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Moment de renversement M du à l'effort horizontal

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

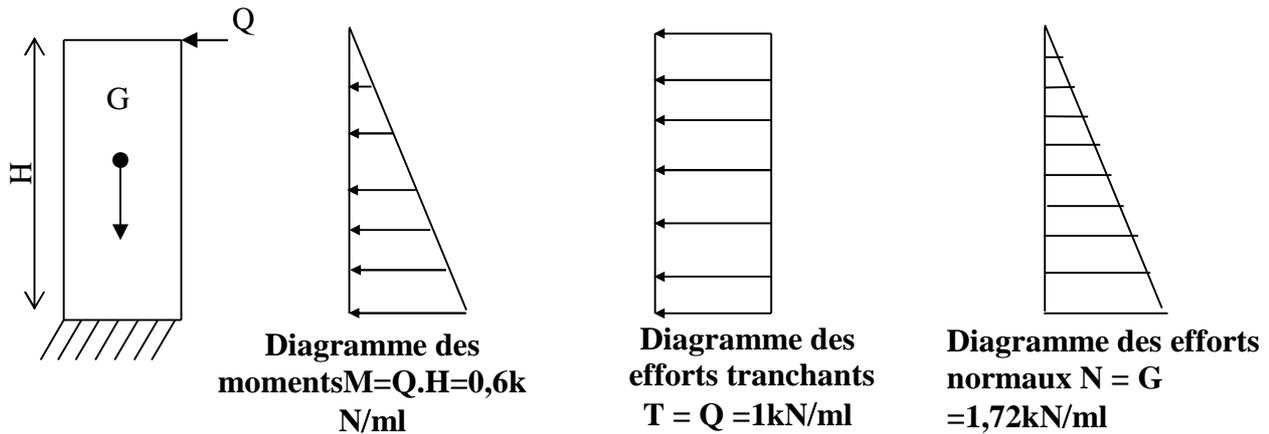


Figure III-1-2 : diagramme des efforts internes.

III-1-2) Combinaison des charges :

a) A L'ELU :

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

Effort normal du à G

$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ kN/ml}$

$N_u = 2,32 \text{ kN/ml}$

Moment de flexion du à Q

$M_u = 1,5 \times Q_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$

$M_u = 0,9 \text{ kN.m}$

b) A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$

Effort normal de compression

$N_s = G = 1,72 \text{ kN/ml}$

Moment de flexion :

$M_s = M_Q = 0,6 \text{ kN.m}$

III-1-3) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m}$.

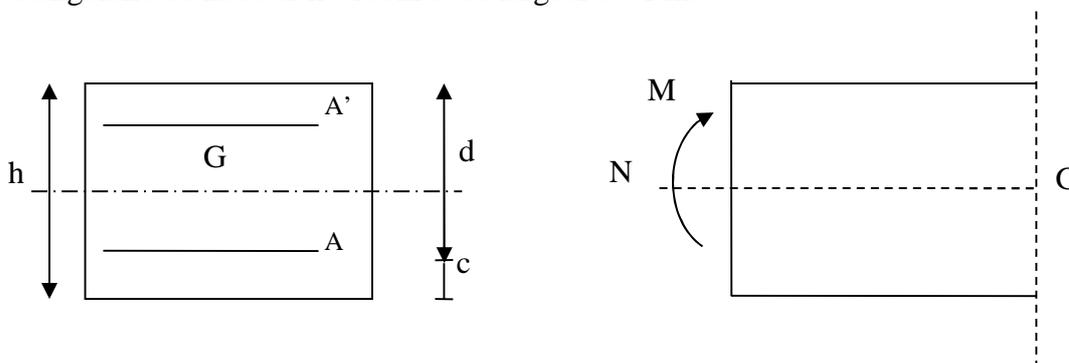


Figure III-1-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

VII-2-3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bh f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right); M_f : \text{Moment fictif.}$$

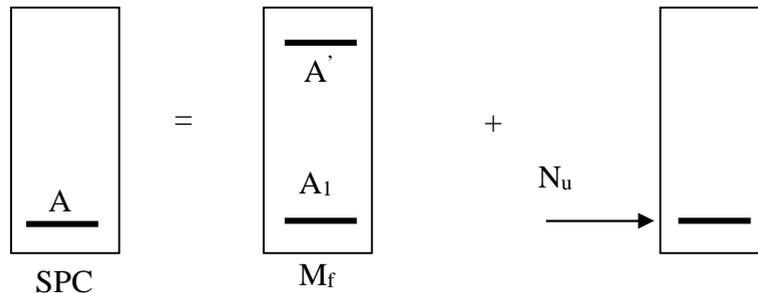


Figure VII-2-2 : Section d'un poteau à SPC.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

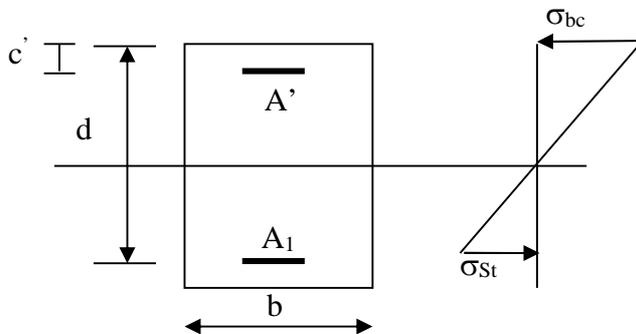
La section réelle d'armature est : $A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée.

et on calcul :.... $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

b-1 Si : $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

b-2 Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

III-1-3-1) Calcul à L'ELU**a) calcul de l'excentricité**

$h = 10$ cm; $b = 100$ cm; $d = 7$ cm; $c = 3$ cm

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,32} = 0,38 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,02 \text{ m}$$

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

b) calcul en flexion simple**Le moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,32 \times 0,02 = 0,946 \text{ kN.m} \Rightarrow M_f = 0,946 \text{ kN.m}$$

Calcul de μ (moment réduit) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,946 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1,42} = 0,013 < 0,392$$

$\mu_b = 0,013 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée ;

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,9935$$

c) Calcul à la flexion composée (Armatures réelles)

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

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \sigma_s} = \frac{0,946 \cdot 10^2}{7 \times 34,8} = 0,388 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,388 - \frac{2,32}{34,8} = 0,321 \text{ cm}^2$$

III-1-3-2) Condition de non fragilité du béton pour la section minimale (Art**4.2.1 /BAEL91)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,72} = 0,348m$$

$$D'où : A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right) bd = 0,23 \frac{2,1}{400} \left(\frac{0,348 - 0,455 \times 7}{0,348 - 0,185 \times 7} \right) 100 \times 7 = 2,53 cm^2 / ml$$

Avec :

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

$$A_{\min} = 2,53 cm^2 > A_{st} = 0,321 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section $A_{st} = A_{\min} = 0,845$ cm mais on a $10 \text{ cm} < S_t < 30 \text{ cm}$

Donc on adopte $A_{st} = 5HA8$ soit $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{0,845}{4} = 0,21 \text{ cm}^2 / ml$$

Soit : 5HA8 $\Rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III-1-3-3) Vérification à l'ELU :**Vérification au cisaillement :(Art5.1, 1/BAEL91)**

La fissuration est non préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5MPa \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5MPa) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,0021 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 0,021 \text{ MPa}$$

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

Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/BAEL91)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1,5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = n \times (\pi \times \phi) = 4 \times (3,14 \times 0,8) = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 7 \times 10,048 \times 10^2} = 0,236 \text{ MPa}$$

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

Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91)

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} \rightarrow \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

On adoptera alors :

$l_s = 30 \text{ cm}$

III-1-4) Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

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

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155$$

$$D'où : \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9155 \times 7 \times 2,01 \times 10^3} = 46,58 \text{ MPa}$$

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

Dans le béton

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

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155 \Rightarrow K_1 = 44,17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44,17} \times 46,58 = 1,05 \text{ MPa}$$

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

III-1-5) Vérification de l'acrotère au séisme :(Art.6.2.3/RPA 99 V2003)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q .

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\longrightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale (tableau 6-1) du RPA99 $\longrightarrow C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1,72 \text{ kN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,72 = 0,82 \text{ KN / ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

\longrightarrow Condition vérifiée.

III-2 Les planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux qui sont constitués de :

-poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, assurant une fonction de portance.

La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.

-corps creux utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique.

-dalle de compression en béton armé elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :

-limiter les risques de fissuration par retrait.

-résister aux efforts des charges appliquées sur surfaces réduite.

-repartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

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

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TS 520) d'élasticité ($f_e = 520 \text{MPa}$) dont des dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (BAEL91 /Art.B.6.8,423).

20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;

33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L}{f_e}$$

Avec :

- A_{\perp} : section en cm^2 par mètre linéaire,
- L : distance entre axes des poutrelles en (cm)=65cm,
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

Nous obtenons :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 * 65}{520} \geq 0,5 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Ainsi, nous adopterons : **5T4/ml** = 0,63 cm^2 / ml.

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Nous obtenons

$$A_{\parallel} \geq \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Ainsi, nous adopterons **5T4/ml** = 0,63 cm^2 /ml.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4× 5×200×200) mm².

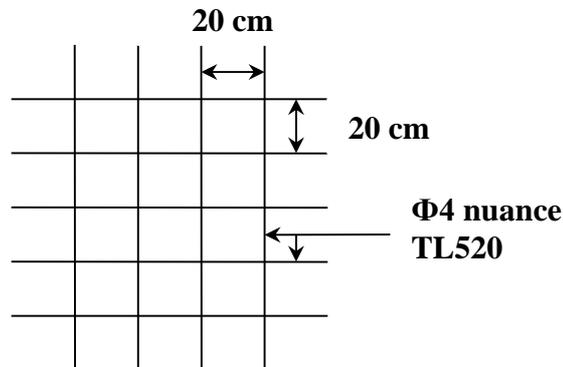


Figure III-2-1 : Treillis soudés (200×200)mm².

III-2-2 Calcul des poutrelles à l’ELU :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

III-2-2-1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d’œuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propre de la poutrelle.....G = 0,04 x 0,12 x 25 = 0,12 kN/ml

Poids des corps creuxG’ = 0,95 x 0,65 = 0,62 kN/ml

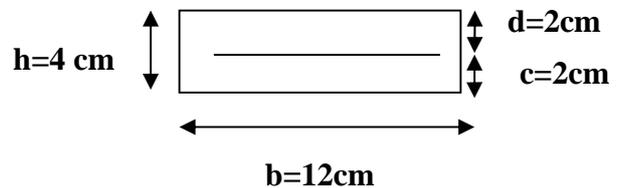
Poids de la main d’œuvre.....Q = 1kN/ml

a) combinaison d’action :

À l’ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$

À l’ELS : $q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1 = 1,74 \text{ kN/ml}$

b) calcul du moment isostatique :



Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,20^2}{8} = 3,20 \text{ kN. ml}$$

L’effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 3,20}{2} = 4 \text{ kN}$$

b) Ferrailage de la poutrelle :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,20 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4,69 > \mu_i = 0,392 \implies \text{section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

III-2-2-2 Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, les charges et les surcharge seront considérées comme uniformément réparties sur l'ensemble de la poutrelle.

a) Dimensionnement de la poutrelle :(Art A.4.1, 3/BAEL91)

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure a partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

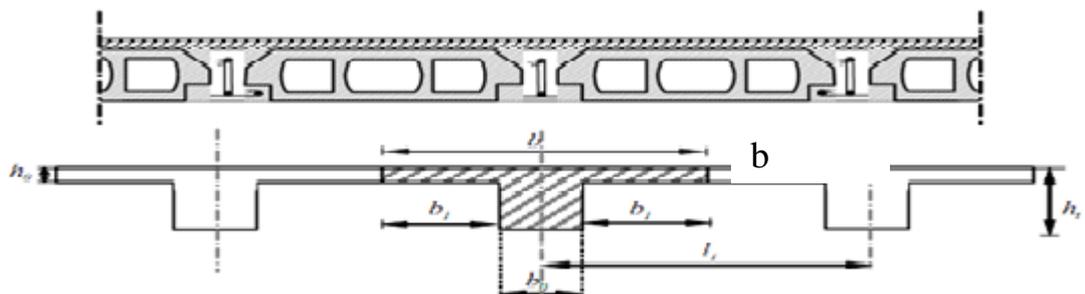


Figure III-9 : Schéma de la table de compression

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2}\right) = \min\left(\frac{3,20}{10}; \frac{65 - 12}{2}\right); \text{ donc } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

h_0 : hauteur de la dalle de compression (4cm) ;

b_0 : largeur de la nervure (12cm) ;

L_0 : distance entre deux poutrelles ;

L' : longueur libre entre axe des poutrelles (65cm) ;

L : largeur de la plus grande travée ($L=3.20$ m)

b_1 : largeur du l'hourdis (26,5cm).

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

Chargement :

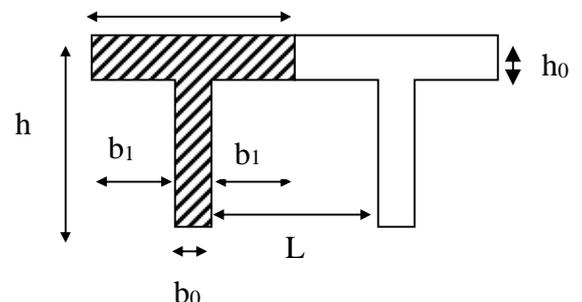
- poids du plancher : $G = 5,5 \times 0,65 = 3,575 \text{ kN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

b) Combinaisons de charges :

À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,575 + 1,5 \times 0,975 = 6,29 \text{ kN/ml}$

À l'ELS : $q_s = G + Q = 3,575 + 0,975 = 4,55 \text{ kN/ml}$

$b=65 \text{ cm}$



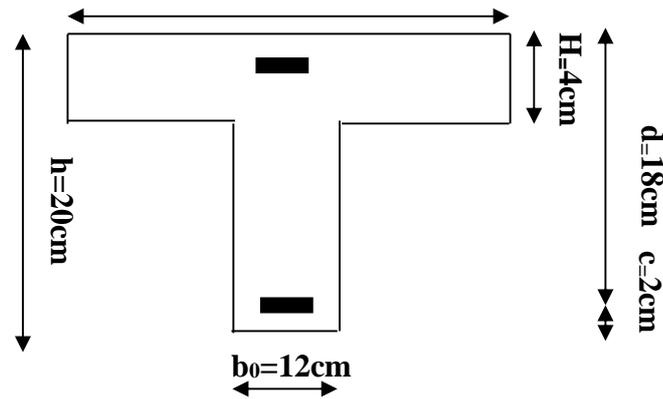


Figure III-2-2 : Caractéristiques géométriques de la poutre.

c) Choix de la méthode :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire ;
2. Méthode des 3 moments ;
3. Méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

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

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN / ml}\} = \max \{2 \times 3,575 ; 5 \text{ kN / ml}\}$$

$$Q = 0,975 \text{ kN/ml} < 2G = 7,15 \text{ kN / ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow condition vérifiée

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,15}{3,10} = 1,01$$

$$\frac{L_{i+3}}{L_{i+4}} = \frac{2,70}{3,20} = 0,84$$

$$\frac{L_{i+1}}{L_{i+2}} = \frac{3,10}{3,20} = 0,96$$

$$\frac{L_{i+4}}{L_{i+5}} = \frac{3,20}{3,10} = 1,03$$

$$\frac{L_{i+2}}{L_{i+3}} = \frac{3,20}{2,70} = 1,18$$

$$\frac{L_{i+5}}{L_{i+6}} = \frac{3,10}{3,15} = 0,98$$

\Rightarrow Condition vérifiée

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

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

III-2-2-3 Principe de la méthode :

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

III-2-2-4 Exposé de la méthode :

1- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

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

$$\text{Comparaison } M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Avec :

L : longueur entre nus des appuis.

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

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

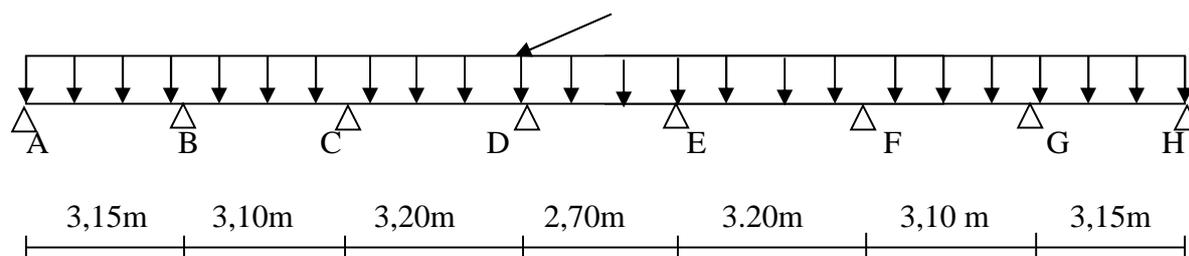
- $M_t \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

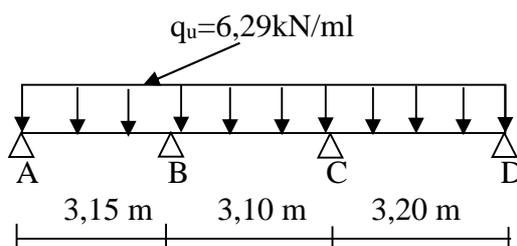
1. $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
2. $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
3. $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées ;
4. $0,3 M_0$ pour les appuis de rive semi encastés.

Dans notre cas nous avons deux type des poutrelle ; une poutrelle sur 08 appuis et poutrelle sur 04 appuis, comme présentée dans le diagramme suivante :

$$q_u = 6,29 \text{ kN/ml}$$



FigureIII-2-3 : Schéma statique de la poutrelle sur 8 appuis.



FigureIII-2-4 : Schéma statique de la poutrelle sur 4 appuis.

III-2-2-5 Calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,575} = 0,21$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

III-2-2-6 Calcul des moments fléchissant :

A- Poutrelle sur 8 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

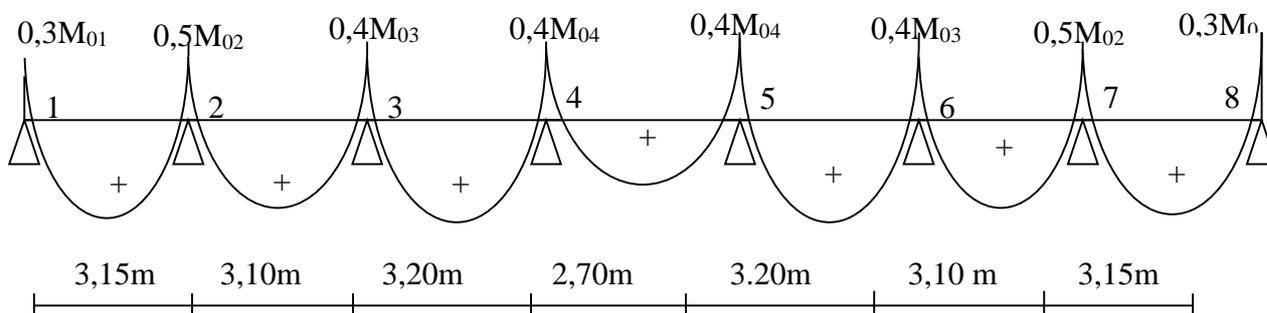


Figure III-2-5 : moments sur appuis.

Travée 1-2 : $M_{012} = M_{078} = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,15)^2}{8} = 7,80 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{023} = M_{067} = \frac{q_u \times L_{2-3}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,55 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{034} = M_{056} = \frac{q_u \times L_{3-4}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 8,05 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_{045} = \frac{q_u \times L_{4-5}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(2,70)^2}{8} = 5,73 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 7,80 = 2,34 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max(M_{012}; M_{023}) = 0,5 \max(7,80 ; 7,55) = 0,5 \times 7,80 = 3,90 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max(M_{023}; M_{034}) = 0,4 \max(7,55 ; 8,05) = 0,4 \times 8,05 = 3,22 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 \max(M_{034}; M_{045}) = 0,4 \max(8,05 ; 5,73) = 0,4 \times 8,05 = 3,22 \text{ kN.m}$$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{2,34 + 3,90}{2} + 1,06 \times 7,80 = 5,15 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 7,80 = 4,91 \text{ kN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{1-2} = 5,15 \text{ kN.m} = M_{7-8}$$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{3,90 + 3,22}{2} + 1,06 \times 7,55 = 4,44 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,53 \times 7,55 = 4,00 \text{ kN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{2-3} = 4,44 \text{ kN.m} = M_{6-7}$$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{3,22 + 3,22}{2} + 1,06 \times 8,05 = 5,31 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,53 \times 8,05 = 4,26 \text{ kN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{3-4} = 5,31 \text{ kN.m} = M_{5-6}$$

Travée 4-5 :

$$M_t \geq -\frac{3,22 + 3,22}{2} + 1,06 \times 5,73 = 2,85 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 5,73 = 3,61 \text{ kN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{4-5} = 3,61 \text{ kN.m}$$

B- Poutrelle sur 4 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

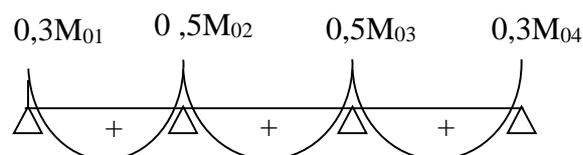


Figure III-2-6 : moments sur appuis.

$$\text{Travée 1-2 : } M_{012} = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,15)^2}{8} = 7,80 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{023} = \frac{q_u \times L_{2-3}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,55 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{034} = \frac{q_u \times L_{3-4}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 8,05 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 7,80 = 2,34 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0,5 \max(7,80 ; 7,55) = 0,5 \times 7,80 = 3,90 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \max(M_{023}, M_{034}) = 0,5 \max(7,55 ; 8,05) = 0,5 \times 8,05 = 4,02 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{034} = 0,3 \times 8,05 = 2,41 \text{ kN.m}$$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{2,34 + 3,90}{2} + 1,06 \times 7,80 = 5,15 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 7,80 = 4,91 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 5,15 \text{ kN.m}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{3,90 + 4,02}{2} + 1,06 \times 7,55 = 4,04 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,53 \times 7,55 = 4,00 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 4,04 \text{ kN.m}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{4,02 + 2,41}{2} + 1,06 \times 8,05 = 5,31 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 8,05 = 5,07 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{4-5} = 5,31 \text{ kN.m}$

III-2-2-7 Calcul des efforts tranchants :

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

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

Avec :

$$\theta(x=0) = \frac{q_u \cdot L_i}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x=l) = -\frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

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

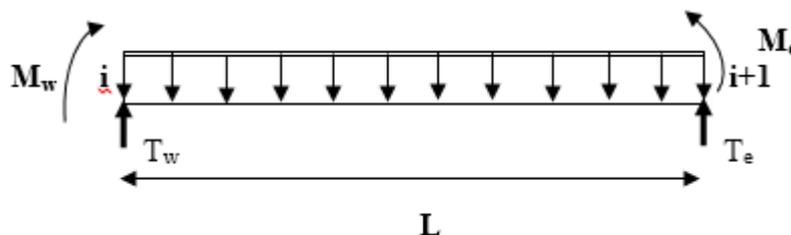


Figure III-2-7 : Schéma de calcul des efforts tranchants.

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis $i, i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

L : longueur de la travée.

A- Poutrelle sur 8 appuis :

Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau qui suit :

$$\text{avec} \begin{cases} M_i = M_w \\ M_{i+1} = M_e \end{cases}$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (kN.m)	2,34	3,90	3,22	3,22	3,22	3,22	3,90
M_e (kN.m)	3,90	3,22	3,22	3,22	3,22	3,90	2,34
Longueur(m)	3,15	3,10	3,20	2,70	3,20	3,10	3,15
T_e (kN)	-9,41	-9,97	-10,06	-8,49	-10,06	-9,53	-10,40
T_w (kN)	10,40	9,53	10,06	8,49	10,06	9,97	9,41

Tableau III-2-1 : les efforts tranchants à l'ELU.

B- Poutrelle sur 4 appuis :

Travée	1-2	2-3	3-4
M_w (kN.m)	2,34	3,90	4,02
M_e (kN.m)	3,90	4,02	2,41
Longueur(m)	3,15	3,10	3,20
T_e (kN)	-9,41	-9,71	-10,56
T_w (kN)	10,40	9,79	9,56

Tableau III-2-2 : les efforts tranchants à l'ELU.

III-2-2-7 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

A- Poutrelle sur 8 appuis :

a) Diagramme des moments :

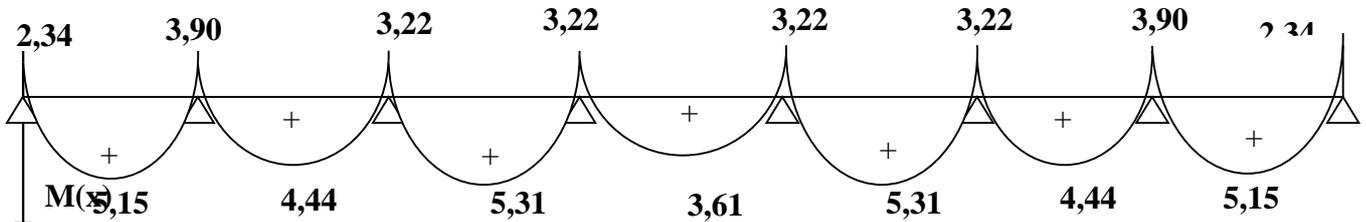


Figure III-2-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

b) Diagramme des efforts tranchant :

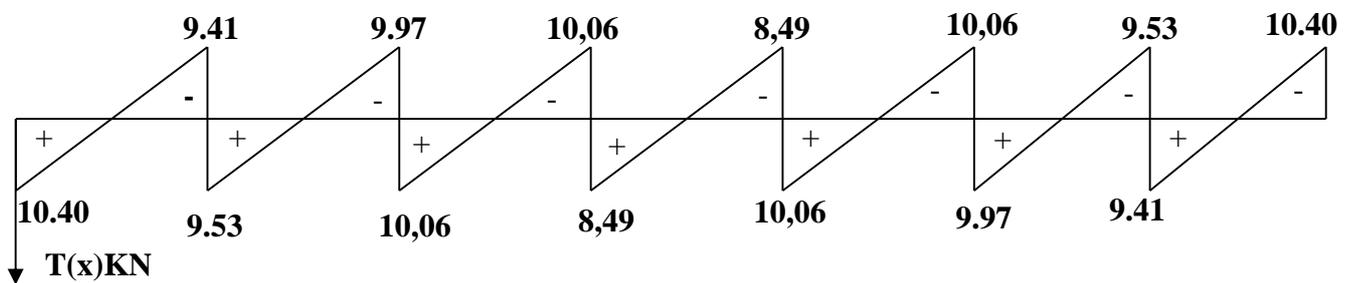


Figure III-2-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

B- Poutrelle sur 4 appuis :

a) Diagramme des moments :

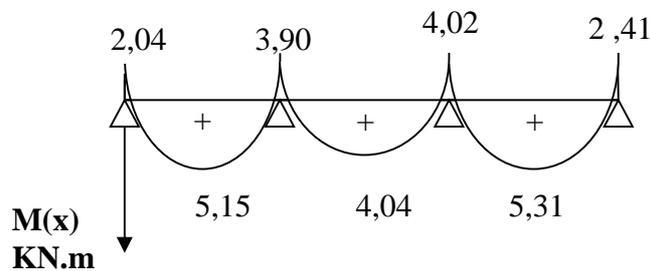


Figure III-2-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

b) Diagramme des efforts tranchant :

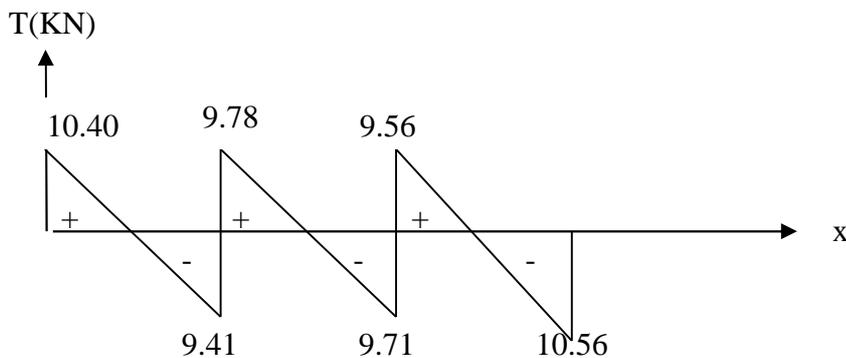


Figure III-2-11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Remarque : le cas de la poutrelle sur 4 appuis est le plus défavorable.

III-2-2-8 Ferrailage à l'ELU :

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

a) Calcul des armatures longitudinales :

1- Armature en travée :

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 5,31 \text{ kN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \cdot f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow L' \text{ axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,31 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,018 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \cdot d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,31 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$$

2- Armature aux appuis :

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4,02 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,02 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,072 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,072 \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ Donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,02 \times 10^3}{0,963 \times 18 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 2 \text{ HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art.A.7.2.12/BAEL91) :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{min} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_{min} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Ø8

L'espacement des cadres :(Art.A.5.1.22/BAEL91)

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

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

III-2-2-9Vérification à l'ELU :**a) Vérification au cisaillement :(Art. A.5.1.1/BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{10.56 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art.A.6.13 /BAEL91)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{10.56 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times (\pi \times 10)} = 0,69 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Calcul des scellements droit :(BAEL91/Art.A6.1.23)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_c sont encrées sur une longueur :

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

l_s = longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de (Art A.6,253/BAEL91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à 0,4 l_s pour les aciers HA.

$$L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ kN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 10,56 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 10,06 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art. A5.1.312/BAEL91)

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_c} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

Appuis de rive :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10,56 - \frac{2,41}{0,9 \times 0,18}) = -0,12 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 > -0,12 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (10,06 - \frac{5,31}{0,9 \times 0,18}) = -0,65 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \geq -0,65 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{10,56 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,54 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-3 Calcul de la poutrelle à L'ELS :

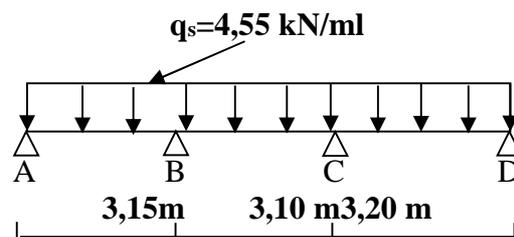


Figure III-2-12 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

III-2-3-1 Calcul des moments fléchissant :

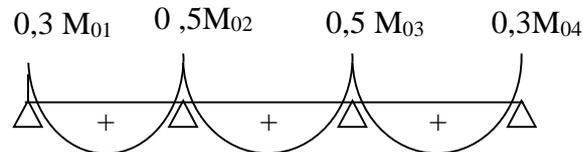
a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

Figure III-2-13 : moments sur appuis.

$$\text{Travée 1-2 : } M_{012} = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8} = 4,55 \times \frac{(3,15)^2}{8} = 5,64 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{023} = \frac{q_u \times L_{2-3}^2}{8} = 4,55 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 5,46 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{034} = \frac{q_u \times L_{3-4}^2}{8} = 4,55 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 5,82 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 5,64 = 1,69 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max(M_{012}; M_{023}) = 0,5 \max(5,64; 5,46) = 0,5 \times 5,64 = 2,82 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 \max(M_{023}; M_{034}) = 0,5 \max(5,46; 5,82) = 0,5 \times 5,82 = 2,91 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,3 M_{034} = 0,3 \times 5,82 = 1,74 \text{ kN.m}$$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq -\frac{1,69 + 2,82}{2} + 1,06 \times 5,64 = 3,72 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 5,64 = 3,55 \text{ kN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{1-2} = 3,72 \text{ kN.m}$$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq -\frac{2,82 + 2,91}{2} + 1,06 \times 5,46 = 2,92 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,53 \times 5,46 = 2,89 \text{ kN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{2-3} = 2,92 \text{ kN.m}$$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq -\frac{2,91 + 1,74}{2} + 1,06 \times 5,82 = 3,84 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 5,82 = 3,67 \text{ kN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{4-5} = 3,84 \text{ kN.m}$$

III-2-3-2 Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_s \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_s \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = T_w + q_s \times L_i \end{cases}$$

Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau qui suit :

Travée	1-2	2-3	3-4
M_w(kN.m)	1,69	2,82	2,91
M_e(kN.m)	2,82	2,91	1,74
Longueur(m)	3,15	3,10	3,20
T_e(kN)	-6,81	-7,02	-7,95
T_w(kN)	7,52	7,08	6,61

Tableau III-2-3 : les efforts tranchants à l'ELS.

III-2-3-3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments :

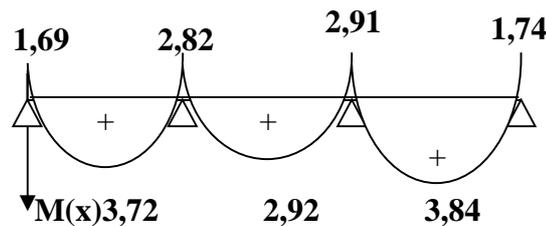


Figure III-2-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

b) diagramme des efforts tranchant :

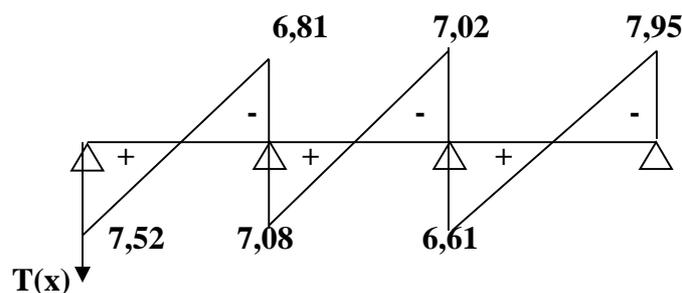


Figure III-2-14: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III-2-4 Vérification des contraintes à l'ELS :

III-2-4-1 Vérification de la condition de non fragilité :(Art. A 4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-4-2 Etat limite de résistance du béton en compression :

a) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1. En travées : $M_t^{\max} = 3,84 \text{ kN.m}$; $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$.

$$\alpha_1 = 0,432 \quad \text{et} \quad K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightleftarrows \alpha_1 = 0,432 \text{ et } K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\Rightarrow K_1 = 0,050$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{A_t \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3,84 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 106,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,050 \times 106,05 = 5,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis : $M_a^{\max} = 2,91 \text{ kN.m}$; $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \Rightarrow \beta_1 = 0,876 \quad \alpha_1 = 0,372 \quad \text{et} \quad K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,372 \Rightarrow K_1 = 0,039$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,91 \times 10^3}{1,57 \times 0,876 \times 18} = 117,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,039 \times 117,55 = 4,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte dans les aciers :

1. En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \Rightarrow \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t^{\max}}{A_t \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3,84 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 106,05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} > 106,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \Rightarrow \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a^{\max}}{A_a \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,91 \times 10^3}{1,57 \times 0,876 \times 18} = 117,55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} > 117,55 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-4-4 Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :

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

Les règles du BAEL91 (Art.B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- 1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- 2- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$
- 3- $\frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec :

H : hauteur total de la section ;

L : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b₀ : largeur de nervure.

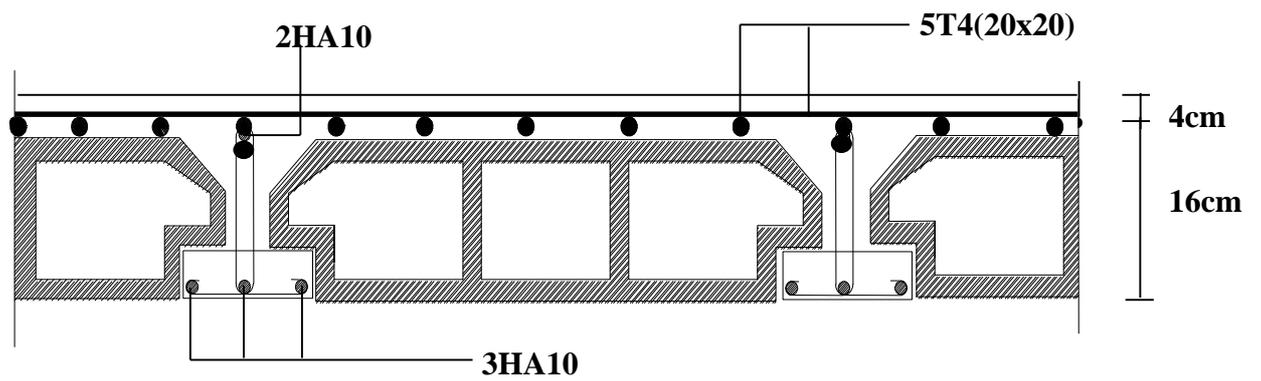
$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,062 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,062 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{3,84}{15 \times 5,82} = 0,043 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



FigureIII-2-15 : plan de ferrailage du plancher.

III-3 Les balcons, porte à faux et loggia:

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, porte à faux et loggia, ils sont tous en corps creux (16+4) coulés sur place qui est muni de poutres de chaînage.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage.

III-3-1 Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

a) Pré-dimensionnement de la poutre :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

-Hauteur de la poutre :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10$$

Avec L_{\max} : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans le sens considéré

$$\frac{320}{15} = 21,33 \leq h_t \leq \frac{320}{10} = 32 \Rightarrow \text{On prend : } h_t = 30 \text{ cm}$$

-Largeur de la poutre :

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

$$0,4 \times 30 = 12 \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \Rightarrow \text{On prend : } b = 20 \text{ cm}$$

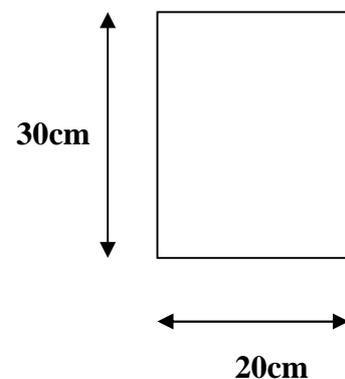
b) Vérification des exigences du (Art 7.4.1 RPA99/V2003) :

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$b = 20 \text{ cm} \geq 20 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

Section adoptée : **(20x30) cm²**



III-3-2 calcul des charges et surcharges :

-Les charges permanentes

$$\text{-Poids propre de la poutre : } 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5 \text{ kN/ml}$$

$$\text{-Poids du mur (double cloison) : } (3,06 - 0,3) \times 2,81 = 7,75 \text{ kN/ml}$$

$$\text{-poids du plancher: } 5,5 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 1,78 \text{ kN/ml}$$

$$G_t = 11,03 \text{ kN/ml.}$$

-La surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,50 \cdot \frac{0,65}{2} = 1,04 \text{ kN/ml}$$

III-3-3 Combinaisons des charges :

-**ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,03 + 1,5 \times 1,04 = 16,45 \text{ kN/ml}$.

-**ELS** : $q_s = G + Q = 11,03 + 1,04 = 12,07 \text{ kN/ml}$.

III-3-4 Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

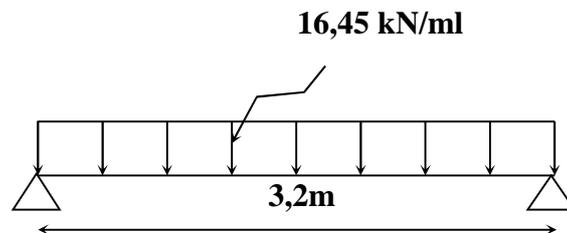


Figure III-3-1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

Calcul des efforts internes :

a) **Les moments fléchissant :**

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{16,45 \cdot 3,2^2}{8} = 21,05 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M_{\max} en travées

0,30 M_{\max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 21,05 = 17,89 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = M_b = -0,30 M_{\max} = -0,30 \times 21,05 = -6,31 \text{ kN.m}$

b) **Les efforts tranchant :**

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{16,45 \times 3,20}{2} = 26,32 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-16,45 \times 3,20}{2} = -26,32 \text{ kN}$$

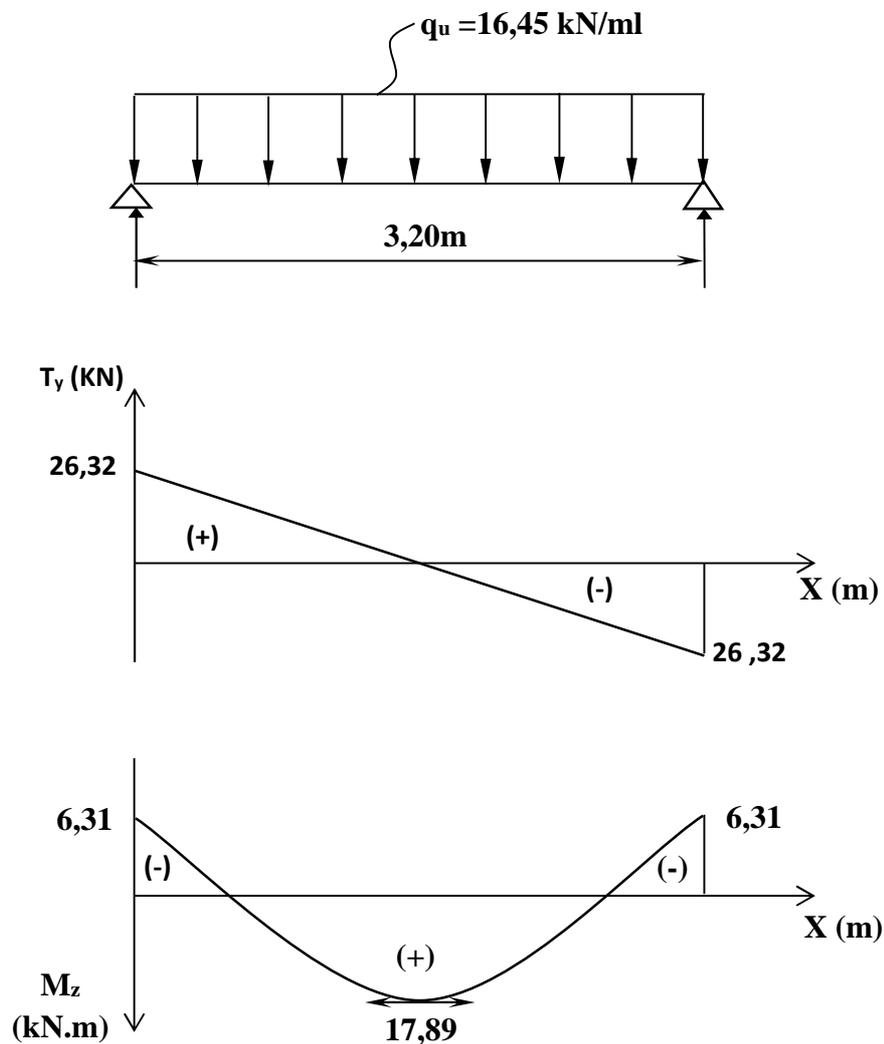


Figure III-3-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-3-5 Calcul des armatures :

-En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,89 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,27)^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17,89 \times 10^2}{0,955 \times 27 \times 34,8} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra $2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,31 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,27)^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \mu = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,66 \times 10^2}{0,974 \times 27 \times 34,8} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **2HA12 = 2,26 cm²**

III-3-6 Vérification à L'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2/BAEL91)

$$T_u^{\max} = 26,32 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{26,32 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,487 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

-Dans le béton : (Art A.5.1, 313/BAEL91)

$$T_U \leq 0,4b.d.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_U = 26,32 < 0,4 \times 20 \times 27 \times 0,9 \left(\frac{2,5}{1,5} \right) = 324 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_U}{0,9.d} \right)$$

$$A_a = 1,60 \geq \frac{1,15}{400} \left(26,32 \times 10^3 + \frac{-6,31}{0,9 \times 27} \times 10^5 \right) \times 10^{-2} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{26,32 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 2 \times 3,14 \times 12} = 1,43 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la longueur de scellement : (Art A.6.1.21/BAEL 91)

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

l_s = longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm}$ $L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,324 \text{ cm}$.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En appui : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,327 = 16,93 \text{ cm}$.

e) Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(\frac{30}{35} = 0,85 ; \frac{20}{10} = 2 ; 1,2 \right) = 85 \text{ mm}$$

On adoptera comme armatures transversales : $A_t = 2 \phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$

f) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (24,3 ; 40) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,00 \times 400}{20 \times 20} = 1,00 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification selon le RPA 2003 :

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \Rightarrow$$

$$S_t \leq \min(7,5 ; 14,4 ; 30) = 7,5 \Leftrightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ m}$$

III-3-7 Vérification à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

a) Les moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{12,07 \cdot 3,2^2}{8} = 15,44 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 15,44 = 13,12 \text{ kN.m}$$

$$M_a = M_b = 0,3 M_{\max} = 0,3 \times 15,44 = 4,63 \text{ kN.m}$$

b) Les efforts tranchant :

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{15,44 \times 3,20}{2} = 24,70 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-15,44 \times 3,20}{2} = -24,70 \text{ kN}$$

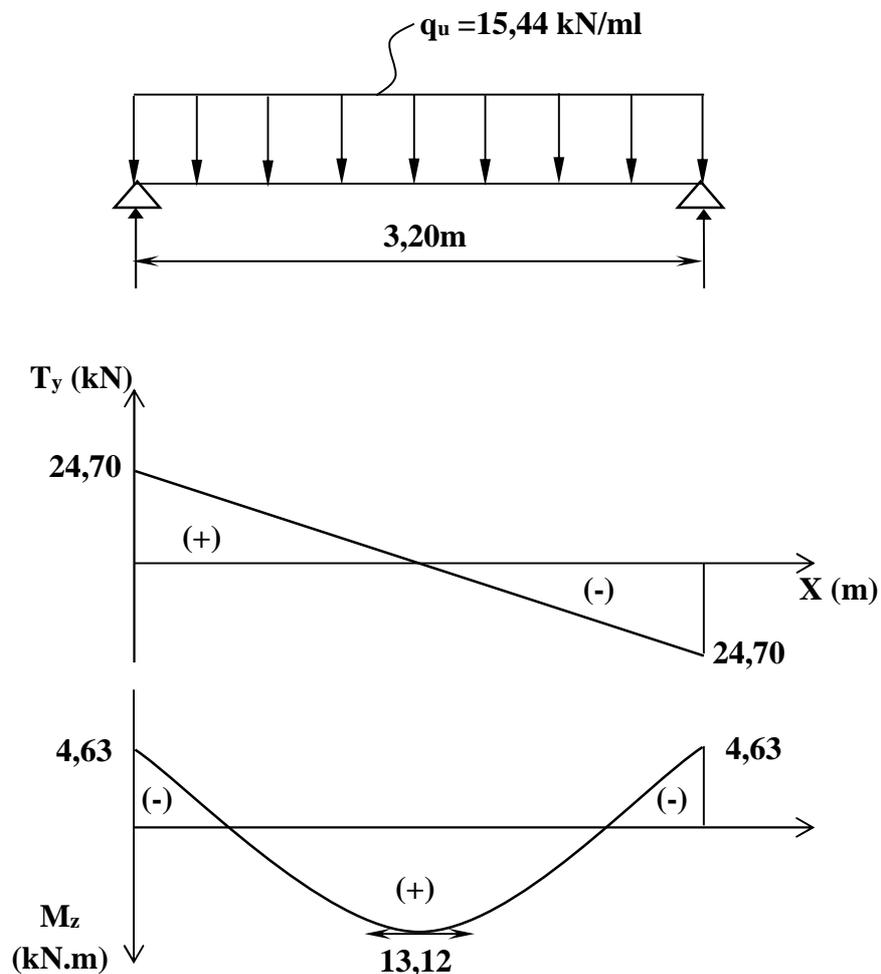


Figure III-3-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

a) Vérification de la résistance du béton à la compression : (Art A.4.5 ,3/BAEL 91)

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \quad .$$

Aux appuis : $M_a = 4,63 \text{ kN.m}$; $A_t = 2,26\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,26}{20 \cdot 27} = 0,41 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,297$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0,028$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7,72 \cdot 10^3 \cdot 0,028}{0,901 \cdot 27 \cdot 2,26} = 3,93\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

En travée $M_t = 13,12\text{kN.m}$; $A_t = 2,26\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 27} = 0,41 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,297$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0,028$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{13,12 \cdot 10^3 \cdot 0,028}{0,901 \cdot 27 \cdot 2,26} = 6,68\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

\Rightarrow Condition vérifiée

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 /BAEL91)

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées .avec :}$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ b d ft} 28) / f_e = (0,23)(20)(27)(2,1) / (400) = 0,65 \text{ cm}^2$$

d) Vérification de la flèche : (Art B.6.5, 2 /BAEL91) :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L = 30/320 = 0,093 \geq 1/16 = 0,0625 \rightarrow \text{C.V} \\ h/L = 30/20 = 0,094 \geq M_t / (10 \times M_0) = 13,12 / (10 \times 15,44) = 0,084 \rightarrow \text{C.V} \\ A_t/bd = 2,26 / (20 \times 27) = 0,04 \geq 4,2 / 400 = 0,0105 \rightarrow \text{C.N.V} \end{array} \right.$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

Tel que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \qquad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 15,44 \text{ kN / ml}$$

E_v : Module de déformation différé.

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

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15. A. (V_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{s_{xx}}{B_0} \qquad y_2 = h - y_1$$

S_x : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S/_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_i \cdot d = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 2,26 \times 27 = 9915,3 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_i = (20 \times 30) + (15 \times 2,26) = 633,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{9915,3}{633,9} = 15,64$$

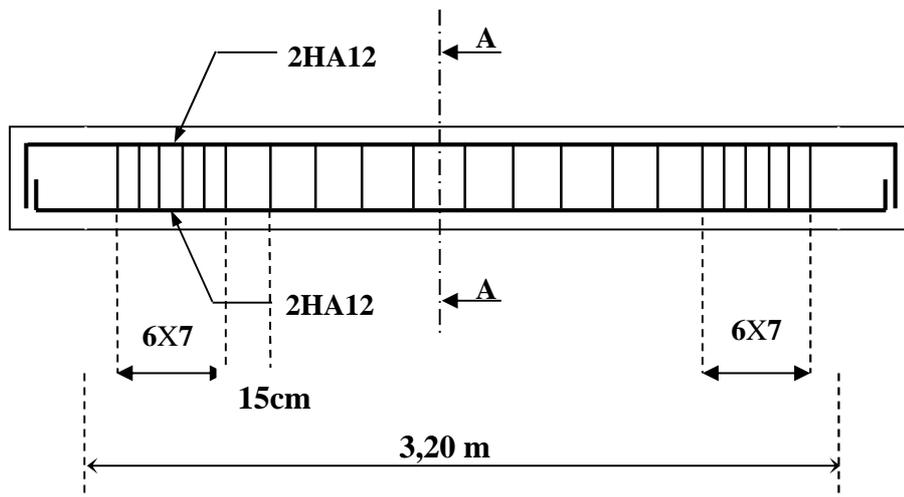
$$y_2 = h - y_1 = 30 - 15,64 = 14,36$$

$$I = \frac{20 \times (15,64^3 + 14,36^3)}{3} + 15 \times 2,26 \times (14,34 - 2)^2 = 50407,90 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{15,44 \times 10^6 (3200)^2}{10818,86 \times 10 \times 50407,90 \times 10^4} = 0,037 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm} = 0,064 \text{ m} > 0,037 \text{ m}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée



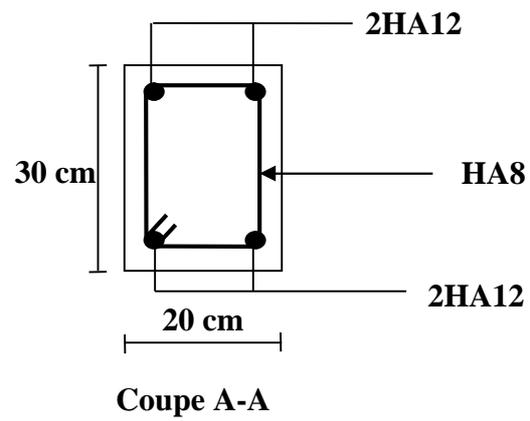


Figure III-3-4 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

III-4 Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble des marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

III-4-1 : Caractéristique dimensionnelles :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

Hauteur de contre marche(h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, Valeurs courantes varies de 14à18cm.

Le giron(g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volée intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement(E) : représente la largeur de la marche.

La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65 m de collet, si $E \geq 1m$.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-4-2 Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

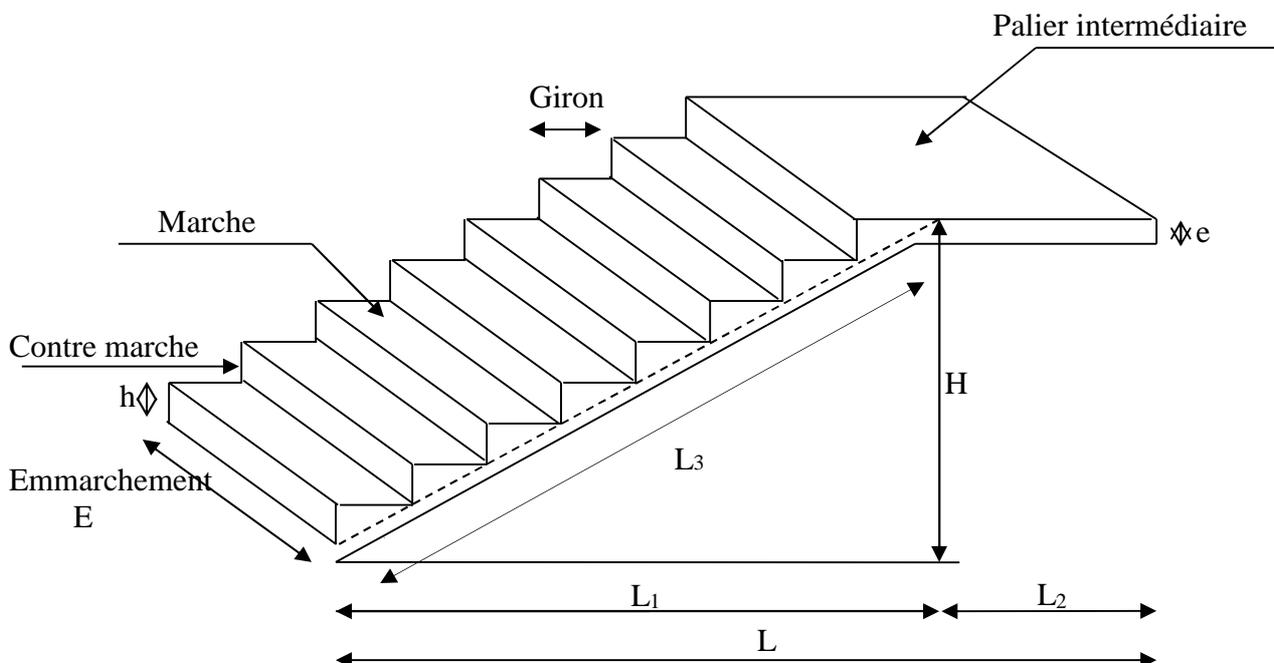


Figure III-4-1 : Terminologie de l'escalier.

Notation utilisées :

g : Giron (largeur des marches) ;
 E : Emmarchement ;
 L_0 : Longueur du palier et de la paillasse ;
 L_1 : Longueur projeté de la volée ;
 L_2 : Longueur du palier intermédiaire ;
 L_3 : Longueur de la paillasse ;
 L : Longueur projetée du palier et de la paillasse $L=L_1+L_2$;
 e_p : Épaisseur de la paillasse ;
 H : Hauteur de la volée.

III-4-3 Calcul de l'escalier d'étage courant (type I) :

III-4-3-1 Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a) marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17$ cm.

b) Le nombre de contre marches (n) :

$$n = \frac{H}{h}$$

Pour l'étage courant $H = 3,06$ m.

$$n = \frac{3,06}{0,17} = 18$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 9 contremarches et un nombre de marches : $m = n-1=8$ marches par volée.

c) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L_1}{n-1} \quad \text{On : } L_1 = 2,40\text{m}$$

$$g = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

d) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que : $59 \leq 64 \leq 66$ cm \rightarrow Condition vérifiée.

e) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad ; \quad L_0 = L_2 + L_3 \quad ; \quad tg \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L_3 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos(29,54)} = 2,76\text{m} \Rightarrow L = 2,40 + 1,30 = 3,70\text{ m}$$

Donc : $\frac{370}{30} \leq ep \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12,33\text{ cm} \leq ep \leq 18,50\text{ cm}$

On prend $ep = 17\text{cm}$

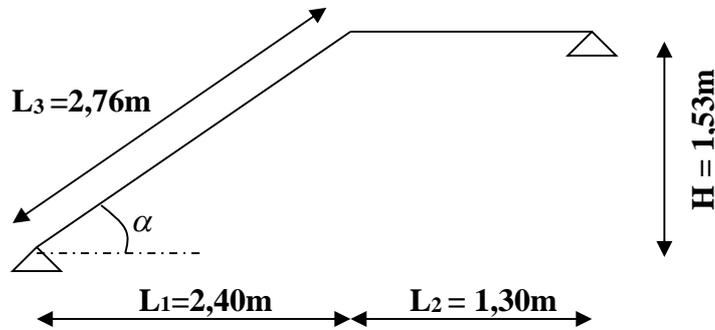


Figure III-4-2 : Représentation du 1^{er} type d'escalier de l'étage courant.

III-4-3-2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

1. Les charges permanentes :

a) Paillasse :

Eléments	ep(m)	ρ [kN/m ³]	Poids propre [kN/m ²]
Paillasse :	0,17	25	$25 \times \frac{0,17}{\cos \alpha} = 4,88$
Marche :	0,17	25	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,12$
Revêtement :			
-Carrelage	0,02	20	$20 \times 0,02 = 0,40$
-Mortier de pose	0,03	22	$22 \times 0,03 = 0,66$
-Garde-corps	/	/	= 0,30
-Couche de sable	0,03	18	$18 \times 0,03 = 0,54$
-Enduit de ciment	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,36$
			G_{pai} = 9,26

Tableau III-4-1 : Charges revenant au paillasse.

b)Palier :

Eléments	$e_p(m)$	ρ [kN/m ³]	Poids propre [kN/m ²]
Palier :	0,17	25	$25 \times 0,17 = 4,25$
Revêtement :	0,02	20	
-Carrelage	0,03	22	$20 \times 0,02 = 0,40$
-Mortier de pose	0,03	18	$22 \times 0,03 = 0,66$
-Couche de sable	0,02	18	$18 \times 0,03 = 0,54$
-Enduit de ciment			$18 \times 0,02 = 0,36$
			$G_{pal}=6,21$

Tableau III-4-2 : Charges revenant au palier.

2. Les charges d'exploitation :

$Q=2,50kN/m^2$

III-4-3-3Combinaisons des charges :

A. ELU

Paillasse : $q_{u1} = (1,35G_{pai}+1,5Q).1m = [1,35. (9,26) + 1,5(2,5)] \times 1 = 16,25kN/ml$

Palier : $q_{u2} = (1,35G_{pal} + 1,5Q).1m = [1,35. (6,21) + 1,5(2,5)] \times 1 = 12,13kN/ml$

B. ELS

Paillasse : $q_{S1} = (G_{pai}+Q).1m = [(9,26) + (2,5)] \times 1m = 11,76kN/ml$

Palier : $q_{S2} = (G_{pal} + Q).1m = [(6,21) + (2,5)] \times 1m = 8,71kN/ml$

III-4-3-4Calcul des sollicitations à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

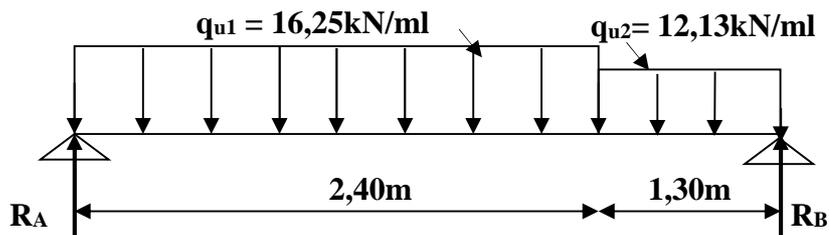


Figure III-4-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,13.1,30) + (16,25.2,40)$$

$$R_A + R_B = 54,77kN$$

$$\sum M_{/a} = 0 \Rightarrow R_A (2,4+1,3)+16,25(2,40)(1,30+2,40/2)+12,13(1,3)(1,3/2)=0$$

$$\Rightarrow R_A=29,12kn$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 29,12 \text{ kN} \\ R_B = 54,77 - 29,12 = 25,65 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

a. 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T_y = 29,12 - 16,25 x$$

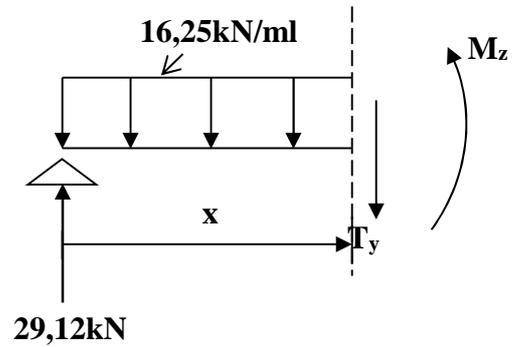
$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y(0) = \mathbf{29,12 \text{ kN}} \\ x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = \mathbf{-9,88 \text{ kN}} \end{cases}$$

$$M_z = 29,12x - 16,25 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z(0) = \mathbf{0 \text{ kN.m}} \\ x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z(2,40) = \mathbf{23,08 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1,79 \text{ m} \in [0; 2,40]$$

$$\Rightarrow \mathbf{M_{max} = M_z(1,79) = 26,09 \text{ kN.m}}$$



b. 2^{ème} tronçons : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,70 \text{ m}$

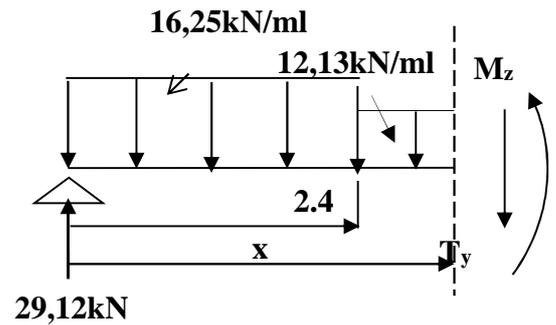
$$T_y = 29,12 - 16,25 \cdot 2,40 - 12,13(x - 2,4)$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = \mathbf{-9,88 \text{ kN}} \\ x = 3,70 \text{ m} \Rightarrow T_y(3,70) = \mathbf{-25,65 \text{ kN}} \end{cases}$$

$$M_z = 29,12x - (16,25 \cdot 2,40) \left(\frac{2,4}{2} + (x - 2,40) \right)$$

$$- 12,13 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z(2,40) = \mathbf{23,08 \text{ kN.m}} \\ x = 3,70 \text{ m} \Rightarrow M_z(3,70) = \mathbf{0 \text{ kN.m}} \end{cases}$$



Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

$$\mathbf{\text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3(26,09) = -7,83 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{\text{En travée : } M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85(26,09) = 22,18 \text{ kN.m}}$$

c) Diagramme des efforts internes :

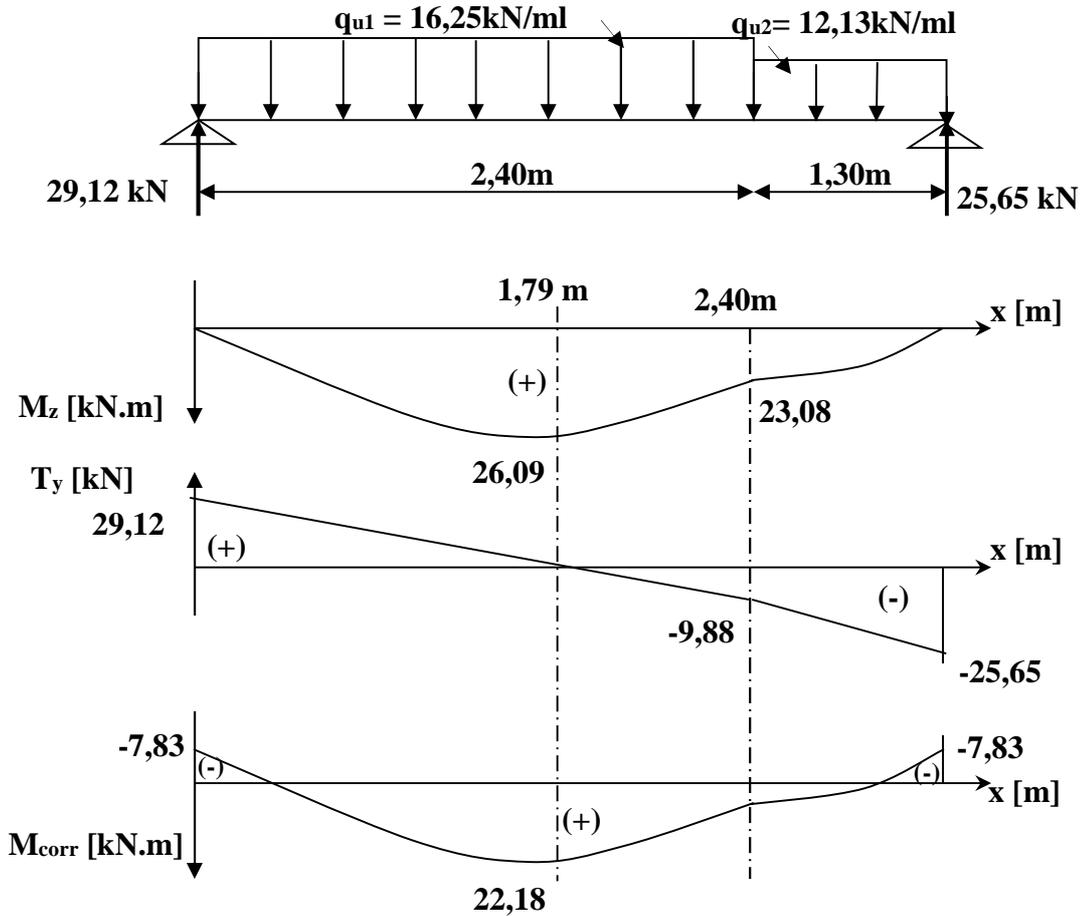


Figure III-4-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-4-3-5 Calcul des armatures :

Le ferrailage des escaliers se fera en flexion simple.

a) En travée : $M_u^t = 22,18 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22,18 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,070$$

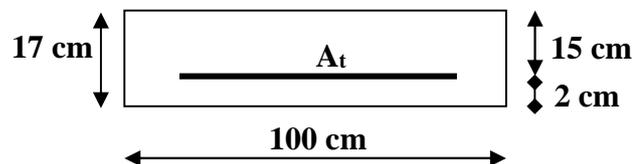
$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,18 \times 10^3}{0,964 \times 15 \times 348} = 4,40 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 (5.65cm²) ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}8 (2.51 \text{ cm}^2) ; \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}.$$



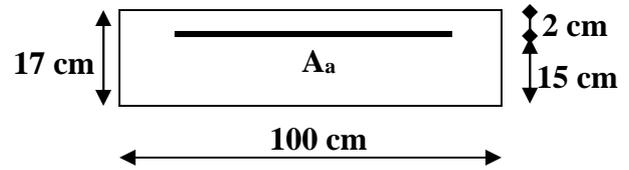
b) Aux appuis : $M_u^a = 7,83 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{7,83 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7,83 \times 10^3}{0,988 \times 15 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$



Soit 5HA10 (3.93cm²) ; avec un espacement $S_t=20$ cm.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,99 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}8 (2,01\text{cm}^2) ; \text{ avec un espacement } S_t= 25 \text{ cm.}$$

III-4-3-6 Vérifications à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99) :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 5\text{HA } 12 = 5,65 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 1,81 [\text{cm}^2] \\ A_a = 5\text{HA } 10 = 3,93 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 1,81 [\text{cm}^2] \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Répartition des barres :

Armatures principales :

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures répartitions :

Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow$ Condition vérifiée

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 29,12 \text{ kN}, \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{29,12 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,19 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

- Vérification de la contrainte du béton :

On doit satisfaire la condition : $V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28} \Rightarrow a = 0,9.d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$

$$V_u = 29,12 \text{ kN} \leq 0,267(13,5) \times 100 \times 2,5 = 901,12 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier :

$$A = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{28,42 \times 10}{348} = 0,81 \text{ cm}^2 < A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification contrainte d'adhérence aux appuis :

$$V_{\max} = 29,12 \text{ kN} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{29,12 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times (5 \times 10 \times \pi)} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6) Ancrage des barres aux appuis :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$ (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0,40 \times L_s = 0,40 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III-4-3-7 Calcul à l'ELS :

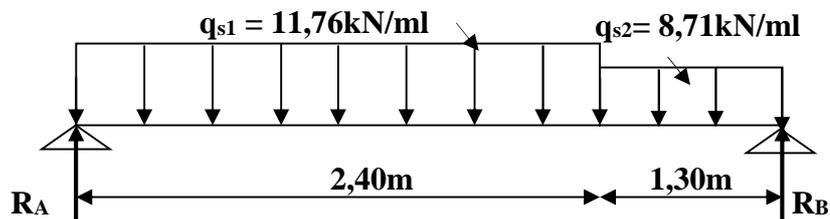


Figure III-4-5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,76 \cdot 2,40) + (8,71 \cdot 1,30)$$

$$R_A + R_B = 39,55 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow +R_A(2,40 + 1,30) = \left[11,76 \cdot 2,40 \cdot \left(\frac{2,40}{2} + 1,30 \right) \right] + \left(8,71 \cdot \frac{1,30^2}{2} \right)$$

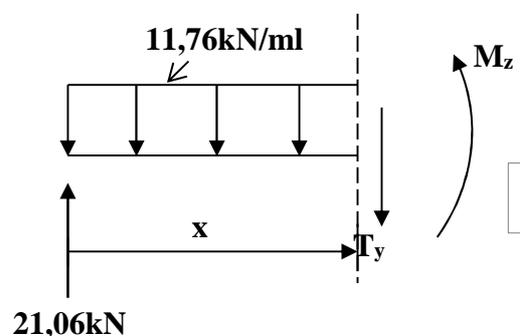
$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 21,06 \text{ kN} \\ R_B = 39,55 - 21,06 = 18,49 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

a. 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T_y = 21,06 - 11,76 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 21,06 \text{ kN} \\ x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = -7,16 \text{ kN} \end{cases}$$



$$M_z = 21,06x - 11,76 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2,40 \text{ m} & \Rightarrow M_z(2,40) = 16,67 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1,79 \text{ m} \in [0; 2,40]$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M_z(1,79) = 18,85 \text{ kN.m}$$

b. 2^{ème} tronçons : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,70 \text{ m}$

$$T_y = 21,06 - 11,76 \cdot 2,40 - 8,71(x - 2,4)$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} & \Rightarrow T_y(2,40) = -7,16 \text{ kN} \\ x = 3,6 \text{ m} & \Rightarrow T_y(3,70) = -18,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = 21,06x - (11,76 \cdot 2,40) \left(\frac{2,4}{2} + (x - 2,40) \right)$$

$$- 8,71 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} & \Rightarrow M_z(2,40) = 16,67 \text{ kN.m} \\ x = 3,70 \text{ m} & \Rightarrow M_z(3,70) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

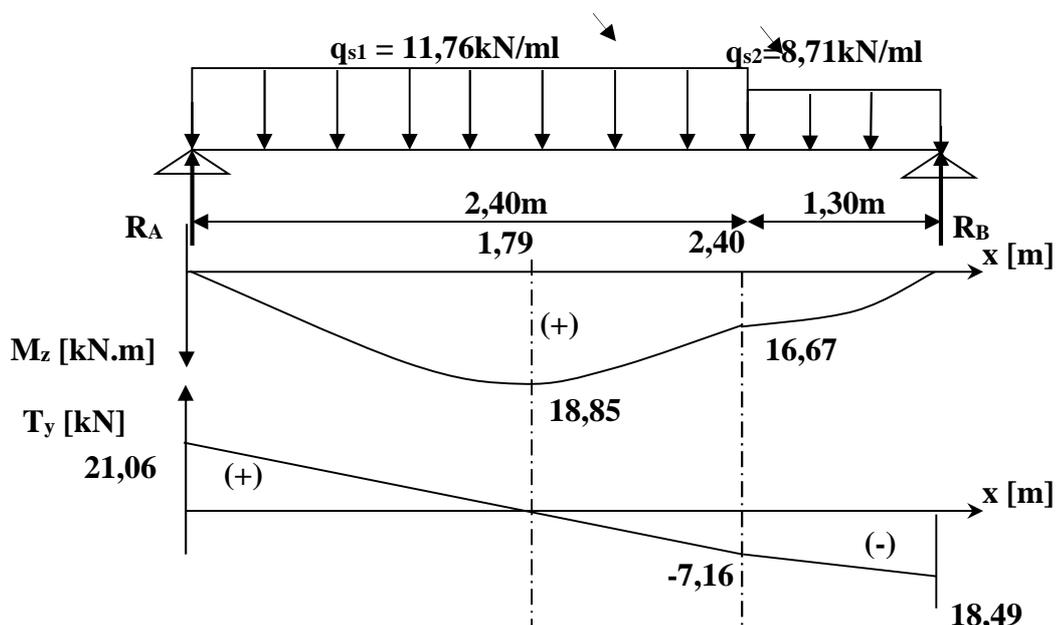
Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(18,85) = -5,65 \text{ kN.m}$

En travée : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(18,85) = 16,02 \text{ kN.m}$

c) Diagramme des efforts internes :



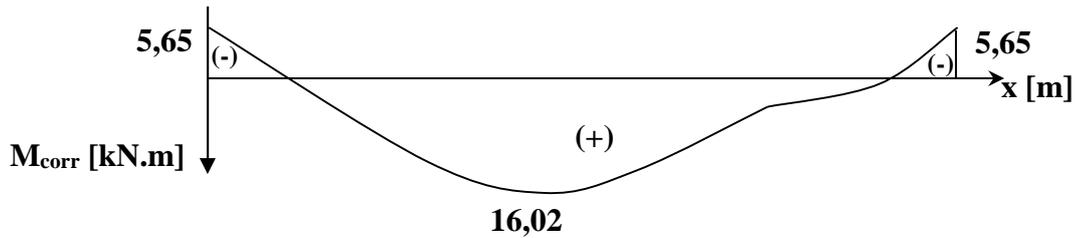


Figure III-4-6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-4-3-8 Vérification à l'ELS :**1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travée : $M_t = 16,02 \text{ kN.m}$; $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,452 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,306$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1-0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{16,02 \times 10^3 \times 0,029}{0,898 \times 15 \times 5,65} = 5,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Aux appuis : $M_a = 5,65 \text{ kN.m}$; $A_a = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,452 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,306$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1-0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5,65 \times 10^3 \times 0,029}{0,898 \times 15 \times 3,93} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

3) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification de la flèche : art.B.6.5.2/BAEL91

$$\text{On doit vérifier que : } f_v \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,40 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,004 ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,452 \Rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,65 \times 10^3}{0,898 \times 15 \times 5,65} = 175,41 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_t} = \frac{\frac{100 \cdot (17)^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5,65} = 8,86 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [(V_1)^3 + (V_2)^3] + 15 \cdot A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} [8,86^3 + 8,14^3] + 15 \times 5,65 (8,14 - 2)^2$$

$$I_0 = 44996,03 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \cdot (0,004) \cdot (175,41) + 2,1} = 0,25$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \cdot (2,1)}{0,004 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5,25$$

$$I_{fv} = \frac{1,10 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,10 \cdot (44996,03)}{1 + 0,4(5,25) \cdot (0,25)} = 32456,15 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{16,02 \cdot 10^2 \cdot (3700)^2}{10 \times 10818,86 \times 32456,15} = 6,24 \text{ mm} \leq \overline{f_v} = 7,40 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

III-4-4 Calcul l'escalier de RDC (type II):

III-4-4-1 Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a) marches et contremarches :

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

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : h=17cm.

b) Le nombre de contre marches (n) :

$$n = \frac{H}{h}$$

Pour le RDC H = 4,08m.

$$n = \frac{4,08}{0,17} = 24$$

Comme RDC comporte trois paillasse, deux paillasse identiques : 9 contremarches et 8 marches par volée et l'autre paillasse de 6 contremarches et 5 marches.

On prend le cas le plus défavorable.

c) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L_1}{n-1} \text{ On : } L_1 = 2,40\text{m}$$

$$g = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad ; \quad L_0 = L_2 + L_3 \quad ; \quad \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L_3 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos(29,54)} = 2,76\text{cm} \quad \text{on a } L = L_1 + L_2 \rightarrow L = 2,40 + 1,30 = 3,70 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{370}{30} \leq ep \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12,33\text{cm} \leq ep \leq 18,50\text{cm}$$

On prend $ep = 17\text{cm}$

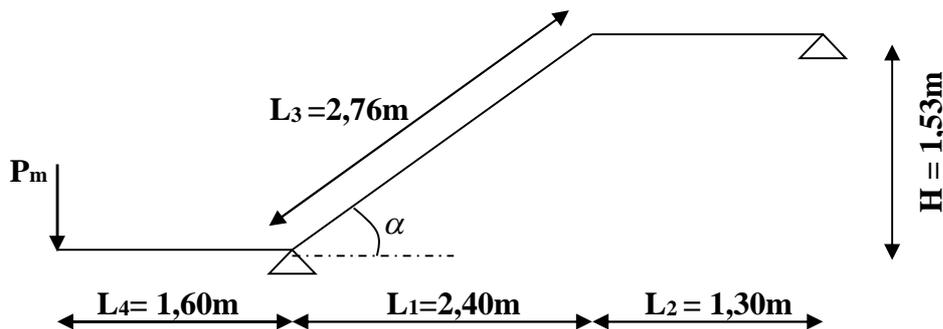


Figure III-4-7 : Représentation du 2^{er} type d'escalier de RDC.

III-4-4-2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1ml de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers

De fait qu'on a le même palier, la même volée et les mêmes surcharges que l'étage courant, donc on aura les mêmes combinaisons de charges.

1. Les charges concentrées :

Pour le mur intérieur : Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur (p_m)

$$P_m = (3,06 - 0,20) \times 2,81 \times 1\text{m} = 8,03\text{kN}$$

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN / m^3)$	$G(kN / m^2)$
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Lame d'air	5	-	0
4	Brique creuse	15	9	1,35
5	Enduit du ciment	2	18	0,36
$G=2,81 (kN / m^2)$				

III-4-4-3 Combinaisons des charges :

A. ELU :

Paillasse : $q_{u1} = (1,35G_{pai} + 1,5Q).1m = [1,35(9,26) + 1,5(2,5)] \times 1 = 16,25kN/ml$

Palier : $q_{u2} = (1,35G_{pal} + 1,5Q).1m = [1,35(6,21) + 1,5(2,5)] \times 1 = 12,13kN/ml$

Mur intérieur : $P_u = 1,35G_{mi} = 1,35 \times 8,03 = 10,84kN$

B. ELS :

Paillasse : $q_{s1} = (G_{pai} + Q).1m = [(9,26) + (2,5)] \times 1m = 11,76kN/ml$

Palier : $q_{s2} = (G_{pal} + Q).1m = [(6,21) + (2,5)] \times 1m = 8,71kN/ml$

Mur intérieur : $P_s = G_m = 8,03kN$

III-4-4-4 Calcul des sollicitations à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les la RDM.

$P_u = 10,84kN$

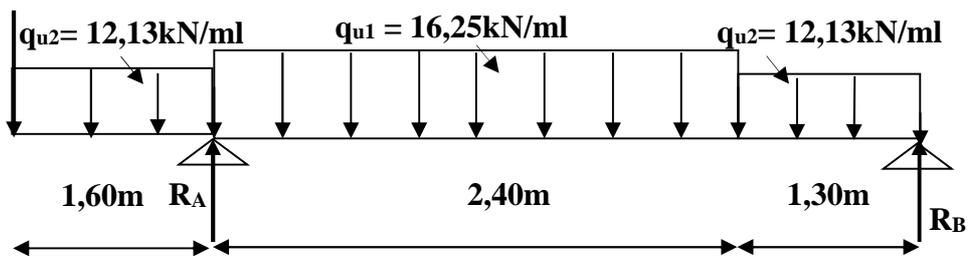


Figure III-4-8 :Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,84 + (12,13 \times 1,60) + (16,25 \times 2,40) + (12,13 \times 1,30)$$

$$R_A + R_B = 85,20kN$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow (1,30 + 2,40)R_A = \left(12,13 \times \frac{1,30^2}{2}\right) + (16,25 \times 2,40) \left(\frac{2,40}{2} + 1,30\right)$$

$$+ (12,13 \times 1,60) \left(\frac{1,60}{2} + 3,70\right) + (10,84 \times 5,30)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 68,52 \text{ kN} \\ R_B = 85,20 - 68,52 = 16,68 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

a. 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$T_y = -10,84 - 12,13 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -10,84 \text{ kN} \\ x = 1,60 \text{ m} \Rightarrow T_y(1,60) = -30,44 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -10,84x - 12,13 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1,60 \text{ m} \Rightarrow M_z(1,60) = -33,17 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b. 2^{ème} tronçons : $1,60 \text{ m} \leq x \leq 4,00 \text{ m}$

$$T_y = 68,52 - 10,84 - (12,13 \cdot 1,60) - [16,25 \cdot (x - 1,60)]$$

$$\begin{cases} x = 1,60 \text{ m} \Rightarrow T_y(1,60) = 38,08 \text{ kN} \\ x = 4,00 \text{ m} \Rightarrow T_y(4,00) = -0,91 \text{ kN} \end{cases}$$

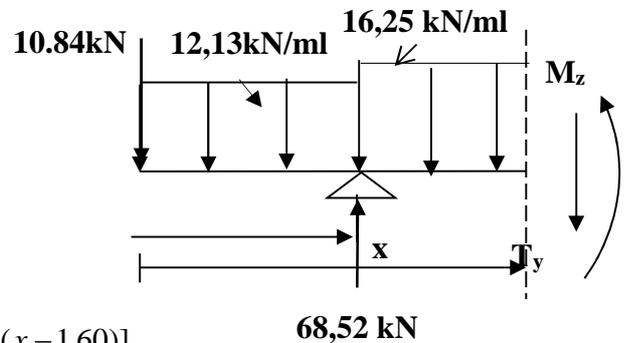
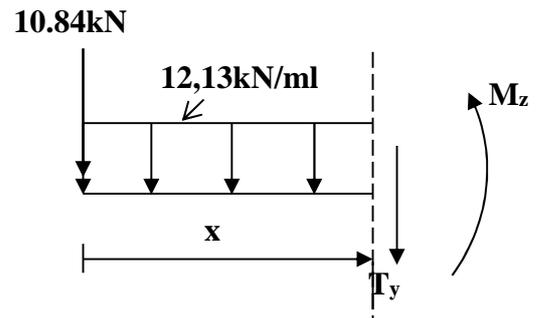
$$M_z = 68,52(x - 1,60) - (10,84x) - (12,13 \cdot 1,60) \left[\frac{1,60}{2} + (x - 1,60)\right]$$

$$-16,25 \frac{(x - 1,60)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1,60 \text{ m} \Rightarrow M_z(1,60) = -33,17 \text{ kN.m} \\ x = 4,00 \text{ m} \Rightarrow M_z(4,00) = 11,42 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 3,94 \text{ m} \in [1,60 ; 4,00]$$

$$\Rightarrow M_z(3,94) = 11,45 \text{ kN.m}$$



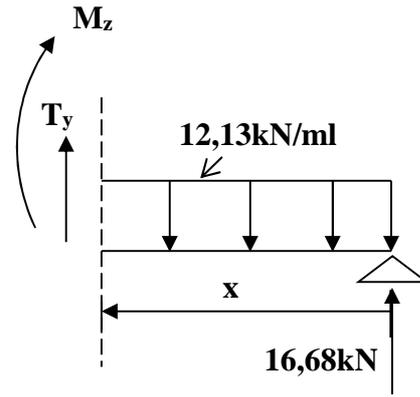
c. 3^{ème} tronçons : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$$T_y = -16,68 + 12,13x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -16,68 \text{ kN} \\ x = 1,30 \text{ m} \Rightarrow T_y(1,30) = -0,91 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = 16,68x - 12,13 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1,30 \text{ m} \Rightarrow M_z(1,30) = 11,42 \text{ kN.m} \end{cases}$$



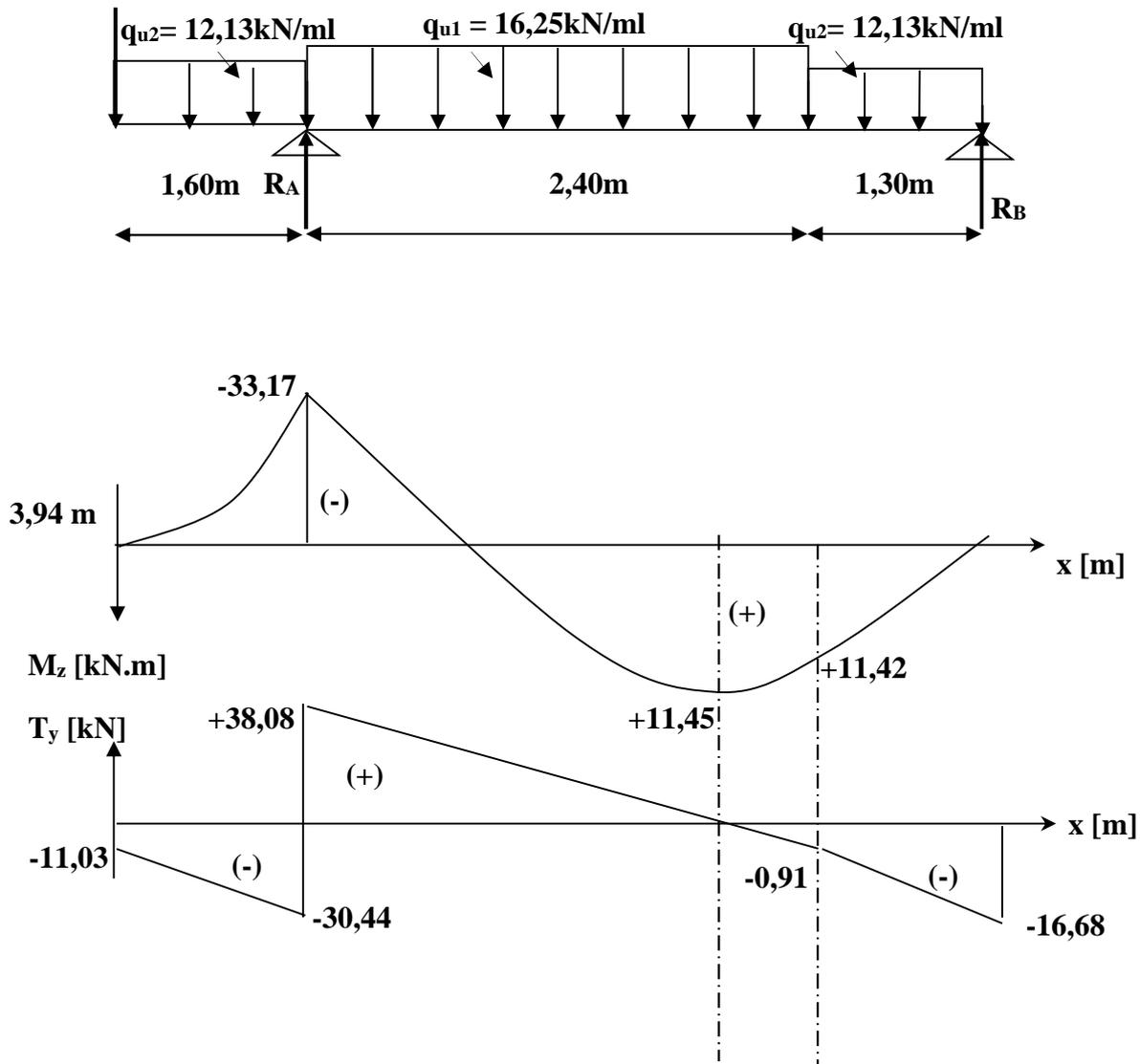
Remarque : Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(11,45) = -3,43 \text{ kN.m}$

En travée : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(11,45) = 9,73 \text{ kN.m}$

c) **Diagramme des efforts internes :**

$$P_u = 10,84 \text{ kN}$$



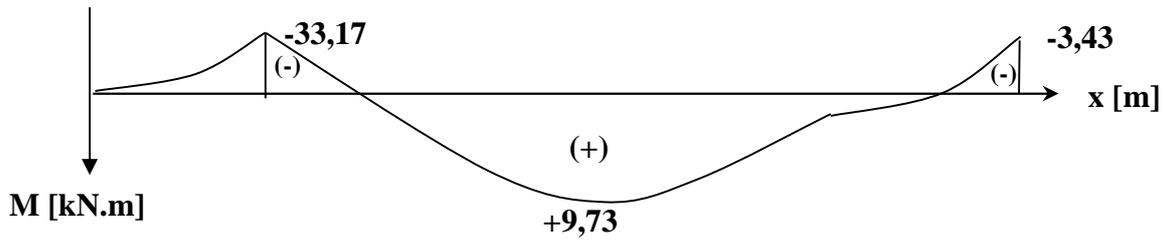


Figure III-4-9 :Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-4-4-5 Calcul des armatures :

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple.

a) En travée : $M_u^t = 9,73 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{9,73 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,030$$

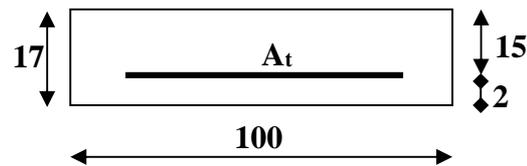
$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{9,73 \times 10^3}{0,985 \times 15 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 (3,93cm²) ; avec un espacement $S_t = 17 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}8 (2,51 \text{ cm}^2) ; \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}.$$



b) Aux appuis : $M_u^a = 33,17 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{33,17 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,104$$

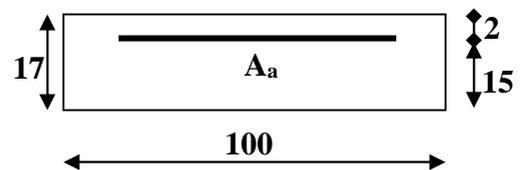
$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{33,17 \times 10^3}{0,945 \times 15 \times 348} = 5,59 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 (5,65cm²) ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}8 (2,51 \text{ cm}^2) ; \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}.$$



III-4-4-6 Vérifications à l'ELU :**1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 5HA 10 = 3,93 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 1,81 [\text{cm}^2] \\ A_a = 5HA 12 = 5,65 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 1,81 [\text{cm}^2] \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Espacement des barres**Armatures principales :**

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée

Armatures répartitions :

Aux appuis : $S_t = 20\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée

En travée : $S_t = 20\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 38,08 \text{ kN}, \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{38,08 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**- Vérification de la contrainte du béton :**

On doit satisfaire la condition : $V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} \Rightarrow a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$

$V_u = 38,08 \text{ kN} \leq 0,267(13,5) \times 100 \times 2,5 = 901,12 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Influence sur l'acier :

$$A = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{38,08 \times 10}{348} = 1,09 \text{ cm}^2 < A_a = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification contrainte d'adhérence aux appuis :

$$V_{\max} = 38,08 \text{ kN} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{38,08 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times (5 \times 12 \cdot \pi)} = 2,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 2,24 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

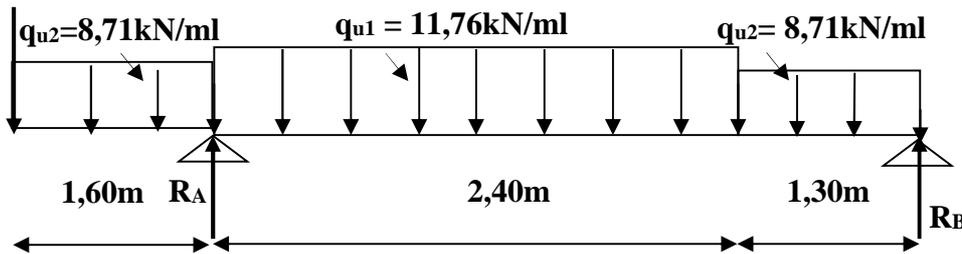
On prend $L_s=45\text{cm}$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$ (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0,40 \times L_s = 0,40 \times 45 = 18\text{cm}$$

III-4-4-7 Calcul à l'ELS :

$P_s=8,03 \text{ kN}$



a) Les réactions **Figure III-4-10 :Schéma statique des escaliers à l'ELS.**

d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8,03 + (8,71 \times 1,60) + (11,76 \times 2,40) + (8,71 \times 1,30)$$

$$R_A + R_B = 61,65 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow (1,30 + 2,40)R_A = \left(8,71 \times \frac{1,30^2}{2}\right) + (11,76 \times 2,40) \left(\frac{2,40}{2} + 1,30\right)$$

$$+ (8,71 \times 1,60) \left(\frac{1,60}{2} + 3,70\right) + (8,03 \times 5,30)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 49,71 \text{ kN} \\ R_B = 61,65 - 49,71 = 11,94 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

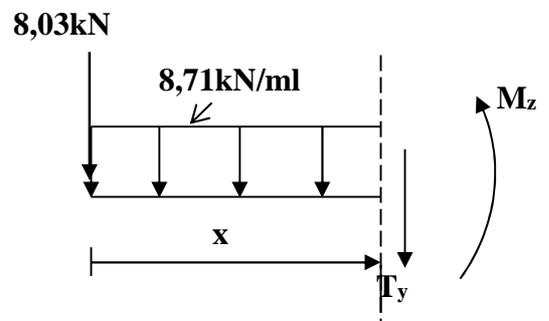
a. 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 1,60 \text{ m}$

$$T_y = -8,17 - 8,71 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -8,17 \text{ kN} \\ x = 1,60 \text{ m} \Rightarrow T_y(1,60) = -22,11 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -8,03x - 8,71 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1,60 \text{ m} \Rightarrow M_z(1,60) = -24,22 \text{ kN.m} \end{cases}$$



b. 2^{ème} tronçons : 1,60m ≤ x ≤ 4,00 m

$$T_y = 49,71 - 8,03 - (8,71 \cdot 1,60) - [11,76 \cdot (x - 1,60)]$$

$$\begin{cases} x = 1,60\text{m} & \Rightarrow T_y(1,60) = 27,60\text{kN} \\ x = 4,00\text{m} & \Rightarrow T_y(4,00) = -0,62\text{kN} \end{cases}$$

$$M_z = 49,71(x - 1,60) - (8,03x) - (8,71 \cdot 1,60)$$

$$\left[\left(\frac{1,60}{2} + (x - 1,60) \right) - 11,76 \frac{(x - 1,60)^2}{2} \right]$$

$$\begin{cases} x = 1,60\text{m} & \Rightarrow M_z(1,60) = -24,22\text{ kN.m} \\ x = 4,00\text{m} & \Rightarrow M_z(4,00) = 8,16\text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 3,94\text{ m} \in [1,60 ; 4,00]$$

$$\Rightarrow M_z(3,94) = 8,18\text{kN.m.}$$

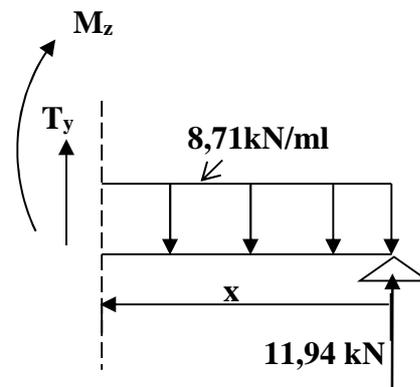
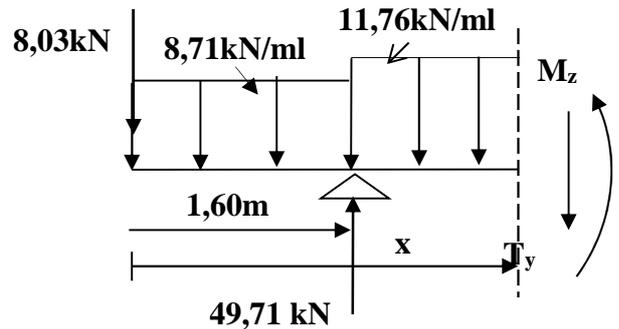
c. 3^{ème} tronçons : 0 ≤ x ≤ 1,30 m

$$T_y = -11,94 + 8,71x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_y(0) = -11,94\text{kN} \\ x = 1,30\text{m} & \Rightarrow T_y(1,30) = -0,62\text{kN} \end{cases}$$

$$M_z = 11,94x - 8,71 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0\text{ kN.m} \\ x = 1,20\text{m} & \Rightarrow M_z(1,20) = 8,16\text{kN.m} \end{cases}$$



Remarque

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(8,18) = -2,45\text{kN.m}$

En travée : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(8,18) = 6,95\text{kN.m}$

c) Diagramme des efforts internes :

$P_s = 8,03 \text{ kN}$

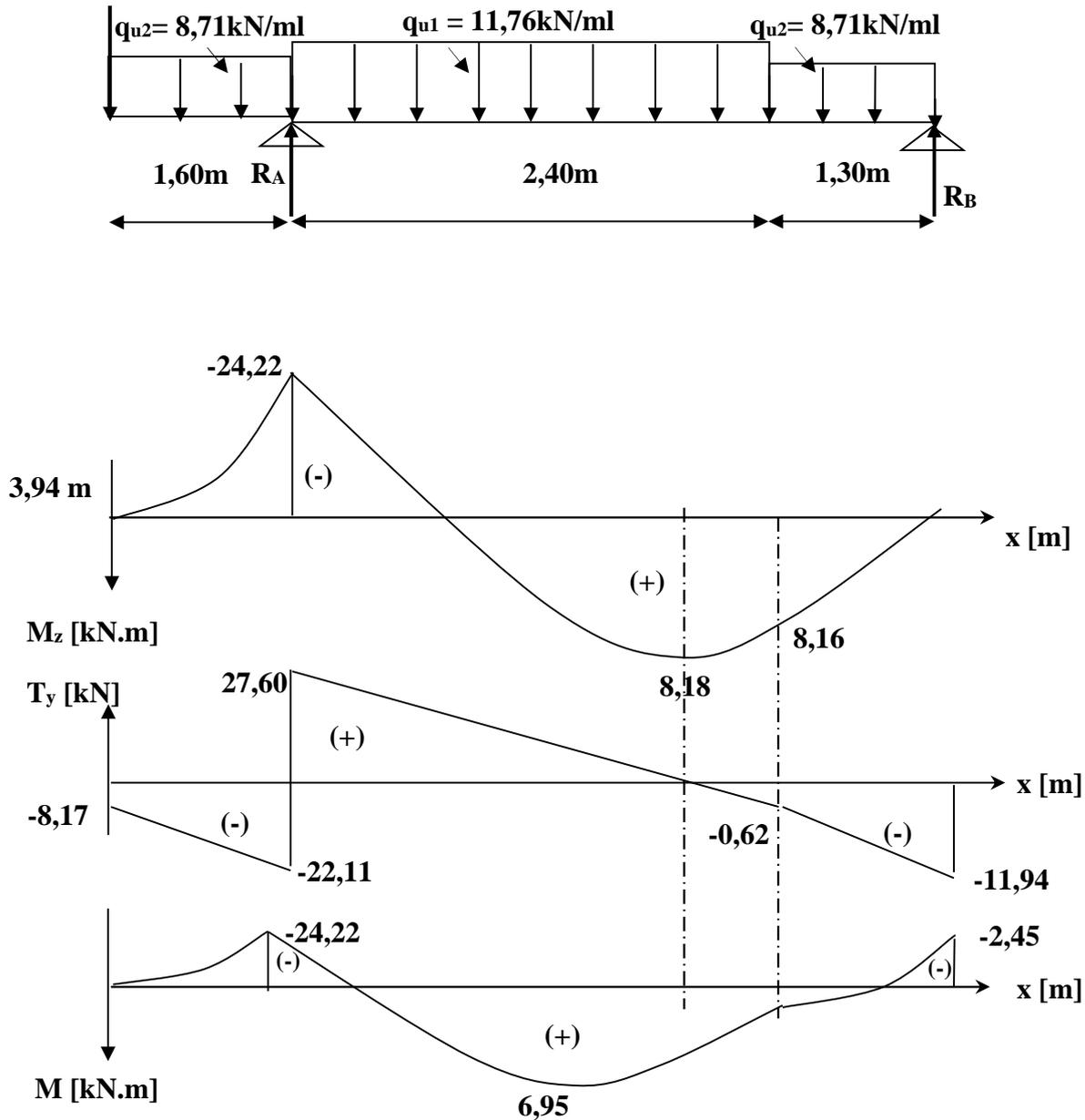


Figure III-4-11 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-4-4-8 Vérification à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée $A_t = 3,936 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travée : $M_t = 6,95 \text{ kN.m}$; $A_t = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 ; \alpha_1 = 0,306$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1-0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{6,95 \times 10^3 \times 0,029}{0,898 \times 15 \times 3,93} = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Aux appuis : $M_a = 24,22 \text{ kN.m}$; $A_a = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 ; \alpha_1 = 0,306$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1-0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{24,22 \times 10^3 \times 0,029}{0,898 \times 15 \times 5,65} = 7,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

3) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification de la flèche

$$\text{On doit vérifier que : } f_v \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,40 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3,93}{100 \times 15} = 0,004 ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{6,95 \times 10^3}{0,898 \times 15 \times 3,93} = 76,10 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_t} = \frac{\frac{100 \cdot (17)^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 3,93} = 8,86 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [(V_1)^3 + (V_2)^3] + 15 \cdot A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} [8,86^3 + 8,14^3] + 15 \times 6,78 (8,14 - 2)^2$$

$$I_0 = 44996,03 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \cdot (0,004) \cdot (76,10) + 2,1} = -0,10$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times (2,1)}{0,004 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5,25$$

$$I_{fv} = \frac{1,10 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,10 \times (44996,03)}{1 + 0,4(5,25)(0,10)} = 40905,48 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_i \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{6,95 \cdot 10^2 \cdot (3700)^2}{10 \times 10818,86 \times 40905,48} = 2,10 \text{ mm} \leq \overline{f_v} = 7,40 \text{ mm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

III-5 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2,70m, On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

III-5-1 pré dimensionnement :

1- Hauteur :

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

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

Avec :

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 2,70m \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \quad \text{donc : } 18cm \leq h_t \leq 27cm$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour $h_t = 30$ cm

2- Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 25$ cm

$$\text{Selon le RPA99} \begin{cases} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{et : } h \geq 30$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

III-5-2 Détermination des charges :

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

Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u = 68,52 \text{ kN}$

ELS : $T_s = 49,71 \text{ kN}$

III-5-3 Combinaison de charges :

$$1- \text{ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 1,875) + \frac{2 \times 68,52}{2,70}$$

$$q_u = 53,28 \text{ kN/ml}$$

$$2- \text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,875 + \frac{2 \times 49,71}{2,70}$$

$$q_s = 38,69 \text{ kN/ml}$$

III-5-4 Calcul les efforts internes à L'ELU :

1- Moment isostatique :

$$M_{Ou} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{53,28 \times (2,70)^2}{8} = 48,55 \text{ kN.m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{53,28 \times 2,70}{2} = 71,93 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 48,55 = -14,56 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 48,55 = 41,26 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

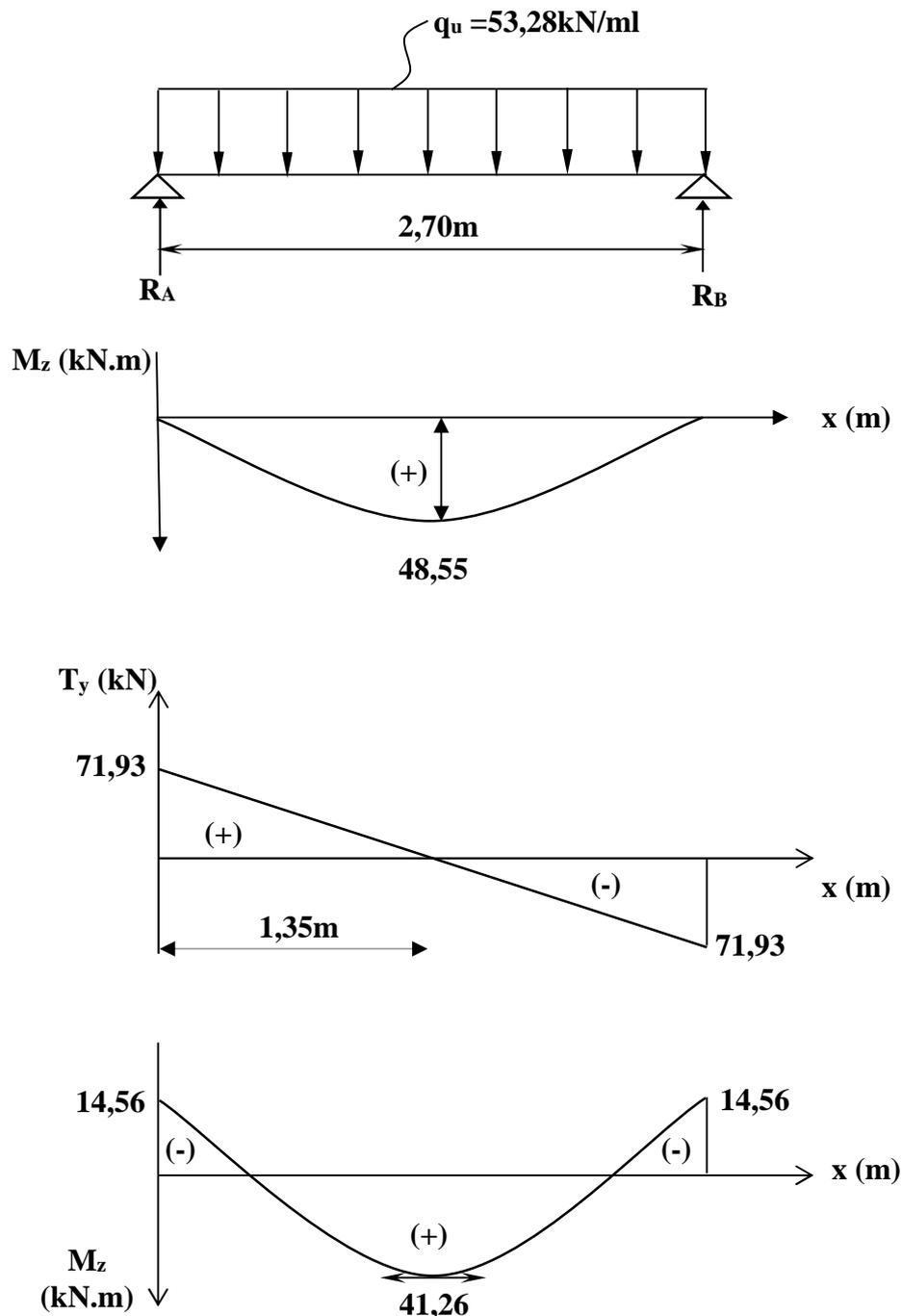


Figure III-5-1 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

3- Calcul des armatures :**Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,56 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,052$$

$$\mu_b = 0,052 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,56 \times 10^3}{0,973 \times 28 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 3HA12 = 3,39 cm²

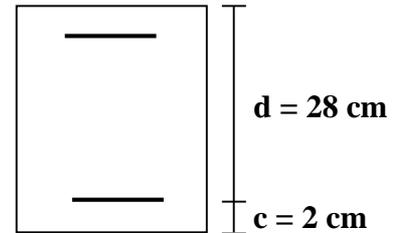
En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,26 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,148$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu_b = 0,148 \Rightarrow \beta = 0,919$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41,26 \times 10^3}{0,919 \times 28 \times 348} = 4,60 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 5HA12 = 5,65 cm²

**III-5-5 Vérification à L'ELU :****a- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)**

$$T_u^{\max} = 71,93 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{71,93 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3, BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{71,93 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 5 \times 3,14 \times 12} = 1,51 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 8,57 ; 25 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend : $\phi 8 \text{ mm}$

On opte comme armatures transversales : $A_t (4AH8) = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

d- Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 15} = 2,14 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

D'après le règlement (Art 7.5.2.2, RPA 99/V 2003) on obtient :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm} : \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm.}$$

Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} , \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

III-5-6 Vérification à L'ELS :

$$q_s = 38,69 \text{ kN/ml}$$

1- Moment isostatique :

$$M_{os} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{38,69 \times (2,70)^2}{8} = 35,25 \text{ kN.m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{38,69 \times 2,70}{2} = 52,23 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 35,25 = -10,57 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 35,25 = 29,96 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

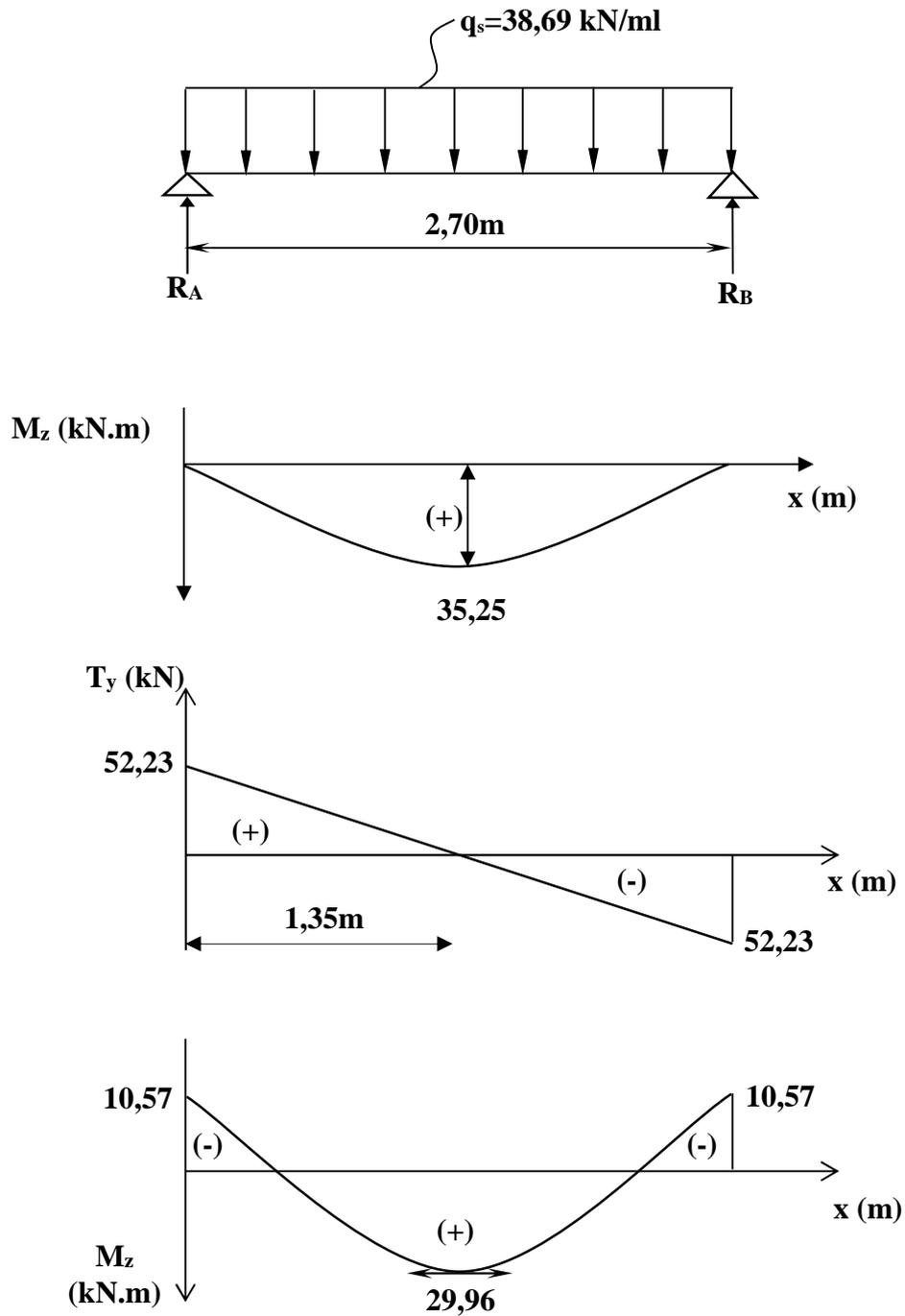


Figure III-5-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-5-6-1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**a) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho_1 = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K = 32,62 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{10,57 \times 10^6}{0,895 \times 339 \times 280} = 124,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{124,42}{32,62} = 3,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{25 \times 28} = 0,807 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,871 \\ K_1 = 23,76 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{29,96 \times 10^6}{0,871 \times 565 \times 280} = 217,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{217,42}{23,76} = 9,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

III-5-6-2 Etat limite d'ouverture des fissures :

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

III-5-6-3- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions Vérifiées}$$

III-5-7 Vérification de la flèche :(Art B.6.5.1/BAEL91)

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{L} = 0,11 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{29,96}{10 \times 44,55} = 0,067 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,65 \times 10^2}{250 \times 280} = 0,0080 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition Vérifiées}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

III-6 Etude de la salle machine :

III-6-1 Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(1,30 \times 1,65 = 2,14\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 8 Tonnes.

III-6-2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

a- Epaisseur de la dalle :

$$\text{On a } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,65} = 0,78 \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,78 \leq 1$$

Dans ce cas la dalle travaille dans les deux sens.

L'épaisseur de la dalle est donnée par formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4,33\text{cm} \\ h_t \text{ doit être au moins égale à } 12\text{ cm selon le RPA99 version 2003.} \end{array} \right.$$

Donc on prend $h_t = 15\text{cm}$

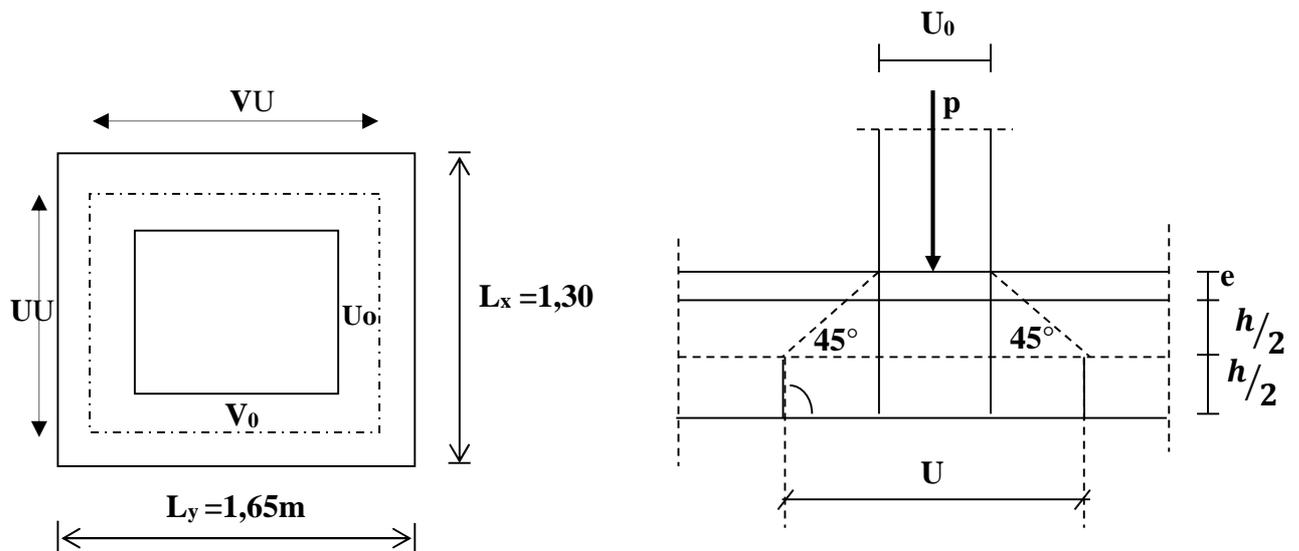


Figure III-6-1 : Schéma de la salle machine.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + K \cdot e + h_t \\ V = V_0 + K \cdot e + h_t \end{array} \right.$$

Avec:

e = revêtement de la dalle ($e=5\text{cm}$)

$h_t = 15\text{cm}$.

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$$U_0 = 90 \text{ cm}; V_0 = 120 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2K_e + h_t = 90 + 2 \times 5 + 15 = 115 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2K_e + h_t = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145 \text{ cm.} \end{cases}$$

b- Calcul des moments au centre du panneau:

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGEAUD. Suivant le rapport

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,65} = 0,78$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{115}{130} = 0,88 \quad ; 0,8 < \frac{U}{L_x} < 0,9$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{145}{165} = 0,88 \quad ; 0,8 < \frac{V}{L_y} < 0,9$$

ρ : étant égale à 0,8

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0,8 \\ \frac{V}{L_y} = 0,8 \end{cases} \quad M_1 = 0,064 \quad \text{et} \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0,9 \\ \frac{V}{L_y} = 0,9 \end{cases} \quad M_1 = 0,054$$

$$\begin{cases} M_2 = 0,040 \\ M_2 = 0,033 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \Delta\left(\frac{U}{L_x}\right) = 0,9 - 0,8 = 0,1. \\ \Delta\left(\frac{U}{L_x}\right) = 0,88 - 0,8 = 0,08. \end{cases} \quad \text{d'où ;} \quad \begin{cases} (0,9-0,8)=0,1 \rightarrow (0,064-0,054)=0,01 \\ (0,88-0,8)=0,08 \rightarrow \mathbf{M11=0.008} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \Delta M_1 = 0,064 - 0,054 = 0,010 \\ \Delta M_2 = 0,040 - 0,033 = 0,007 \end{cases} \quad \begin{cases} (0,9-0,8)=0,1 \rightarrow (0,040-0,033)=0,007 \\ (0,88-0,8)=0,08 \rightarrow \mathbf{M22=0.005} \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = 0,88 M_1 = 0,054 + 0,008 = 0,062$$

$$\frac{V}{L_y} = 0,88 M_2 = 0,033 + 0,005 = 0,038$$

$$P = 1,35 G + 1,5 \times 0 = 1,35 \times 80 = 108 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P.M_1 = 108 \times 0,062 = 6,69 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = P.M_2 = 108 \times 0,038 = 4,10 \text{ kN.m} \end{cases}$$

c- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\Rightarrow \rho = 0,78 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

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

$$q_u = 1,35 \times (3,75) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ kN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0587 \times 6,56 \times (1,3)^2 = 0,65 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 0,559 \times 0,65 = 0,36 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{0,65}{0,36} = 1,80 > 0,25 \text{ (vérifiée).}$$

d- Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,69 + 0,65 = 7,34 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,10 + 0,36 = 4,46 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 7,34 = 6,24 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 4,46 = 3,79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 7,34 = -2,20 \text{ kN.m}$$

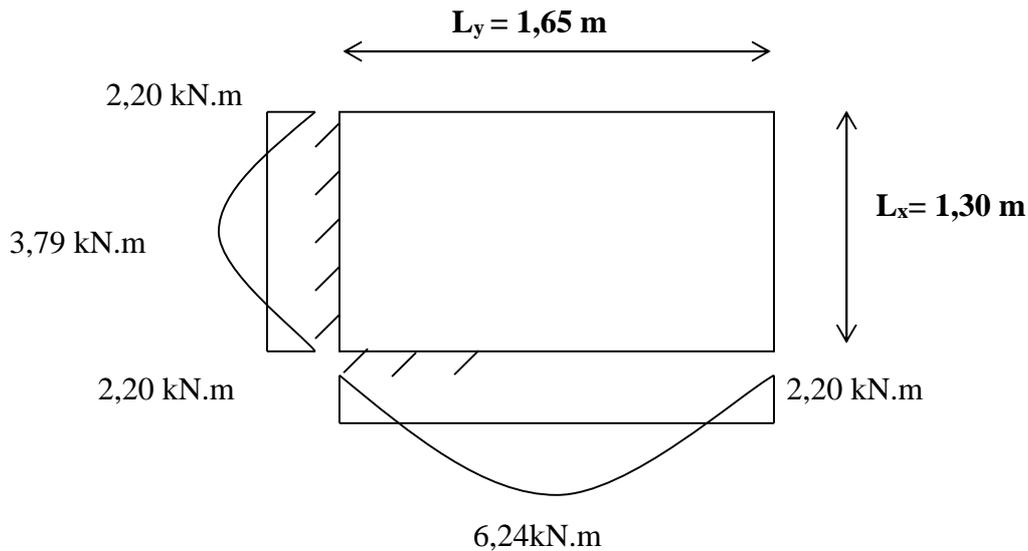


Figure III-6-2 : correction des moments.

III-6-3 Détermination de la section d'armature à l'ELU :

A- Armatures // à X-X :

En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M'_x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,24 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M'_x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,24 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Soit 5 HA10 $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20$ cm

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,20 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,20 \times 10^3}{0,9955 \times 13 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA10 $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25$ cm

B- Armatures // à Y-Y :

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,79 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,79 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA10 $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,20 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9955$$

$$A_a = \frac{2,20 \times 10^3}{0,9955 \times 13 \times 348} = 0,48 \text{ m}^2$$

Soit 4 HA10 $\Rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$ **III-6-4 Vérification à L'ELU :****a- Diamètre maximale des barres :**On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$. ϕ : Diamètre des armatures longitudinales. $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$. \rightarrow vérifier.**b- Poinçonnement : (Art A-5-2-42/BAEL91)**

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

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

Avec :

 Q_u : charge de calcul à l'ELU. μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen. h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,15 + 1,45) = 5,2 \text{ m}$$

$$Q = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 5,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 585 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ kN}$$

$$Q_u = 108 \text{ kN} < Q = 585 \text{ kN} \quad \text{--- Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles

c- Vérification de la contrainte tangentielle :

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

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \text{ avec } P = 1,35.G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ kN}$$

$$T_u = \frac{108}{2 \times 1,65 + 1,3} = 23,48 \text{ kN.}$$

Au milieu de V :

On a :

$$T_u = \frac{P}{3.L_y} = \frac{108}{3 \times 1,65} = 21,81 \text{ kN.}$$

$$\text{NB : } T_{u \max} = 23,48 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{23,48 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,18 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-5 Vérification à l'ELS :

1- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 80 (0,062 + 0,2 \times 0,038) = 5,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2M_1) = 80 (0,038 + 0,2 \times 0,062) = 4,03 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\rho = 0,78 \rightarrow \mu_x = 0,0652 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0652 \times 4,75 \times (1,3)^2$$

$$M_{x2} = 0,523 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0,683 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,683 \times 0,523$$

$$M_{y2} = 0,357 \text{ kN.m}$$

3- Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{xser} = M_{x1} + M_{x2} = 5,56 + 0,523 = 6,08 \text{ kN.m} \\ M_{yser} = M_{y1} + M_{y2} = 4,03 + 0,357 = 4,38 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

4- Correction des moments :**Les moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0,85 M_{xser} = 0,85 \times 6,08 = 5,16 \text{ kN.m} \text{ (Sens x-x)} \\ M_{yser}^t = 0,85 M_{yser} = 0,85 \times 4,38 = 3,72 \text{ kN.m} \text{ (Sens y-y)} \end{cases}$$

Les moments aux appuis:

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = -0,3 M_{xser} = -0,3 \times 6,08 = -1,82 \text{ kN.m} \text{ (Sens x-x et y-y)}$$

5- Contrainte de compression dans le béton :**A- Sens x-x :****Aux appuis :**On a $M_a = 1,82 \text{ kN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ K} = 48,75 \rightarrow \text{ et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{1,82 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 48,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{48,38}{48,75} = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition } \rightarrow \text{ vérifiée}$$

En travée : $M_t = 5,16 \text{ kN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \Rightarrow K_1 = 42,97 \text{ et } \beta_1 = 0,9135$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{5,16 \times 10^6}{0,9135 \times 130 \times 3,92 \times 10^2} = 110,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{110,84}{42,97} = 2,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition } \rightarrow \text{ vérifiée}$$

B- Sens y-y :**Aux appuis :**On a $M_a = 1,82 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 48,75 \text{ et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{1,82 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 48,38 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{48,38}{48,75} = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

En travée :

$$M_t = 3,72 \text{ kN.m.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 48,75 \text{ et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{3,72 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 98,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{98,89}{48,75} = 2,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6- Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyés sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.

- M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction L_x

- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

- d : La hauteur utile de la bande.

- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{130} = 0,115$$

$$\frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{5,16}{20 \times (6,08)} = 0,042$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,115 \\ 0,042 \end{array} \right\} > 0,042 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,003$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

7- condition de non fragilité : (Art B.7.4 ; BAEL.91)**Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$ ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

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

 A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,78) / 2 = 0,00088$$

$$A_{\min} = 0,00088 \times (15 \times 100) = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée (sens x-x).}$$

Armatures supérieures (suivant Y-Y) :

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

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

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

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

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

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

En travées :5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$ 4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$ **En appuis :**4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$ 4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

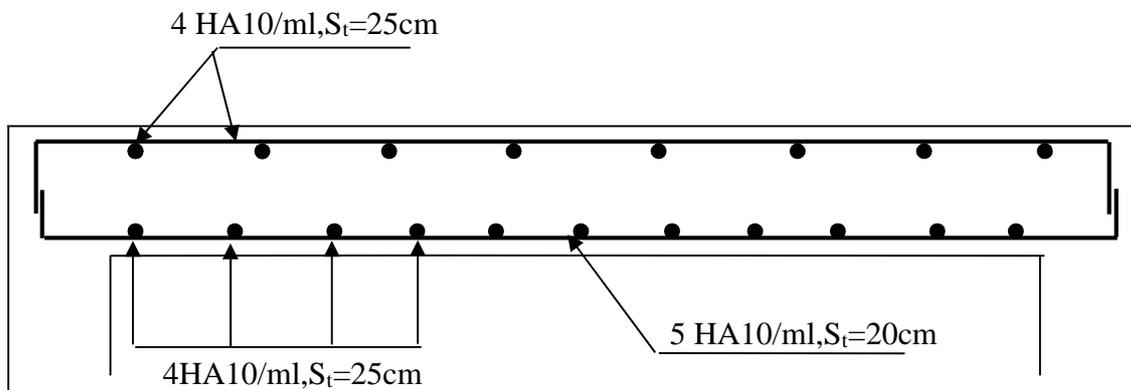


Figure III-6-3 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

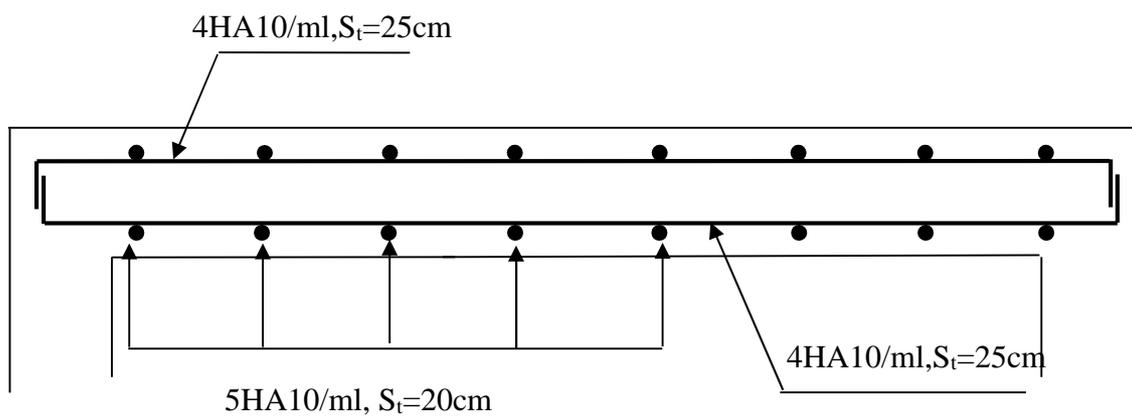


Figure III-6-4 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

IV-1 Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinal et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voiles), afin de définir le type de contreventement, on utilise la méthode des inerties équivalentes.

IV-2 Caractéristique géométrique des portiques :**IV-2-1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation doivent être triangulaires pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- Les raideurs des travées adjacentes d'un même portique ne doivent pas être trop différentes.

La rigidité linéaire d'un poteau est : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

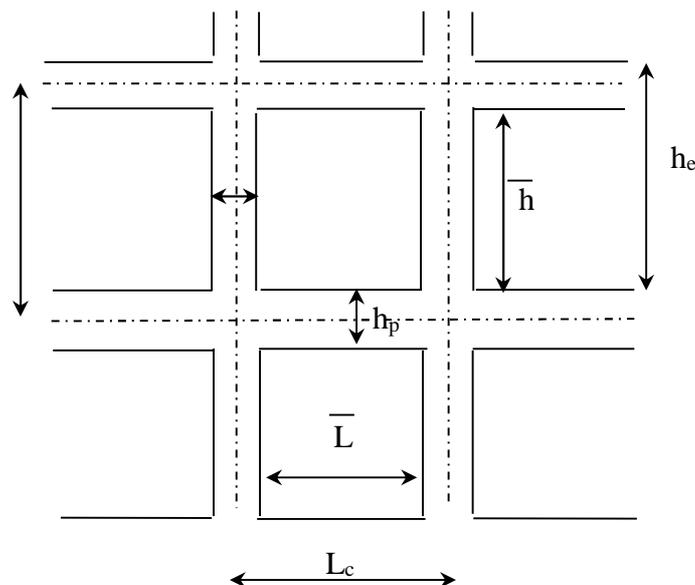
La rigidité linéaire d'une poutre est : $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : hauteur du poteau et longueur de la poutre respectivement qui sont calculées ci-dessous.

$$h_c = \bar{h} + \frac{e_p}{2} \quad \text{et} \quad L_c = \bar{L} + \frac{h_p}{2}$$



1,42 Figure IV-1 : Coupe verticale d'un niveau.

Avec :

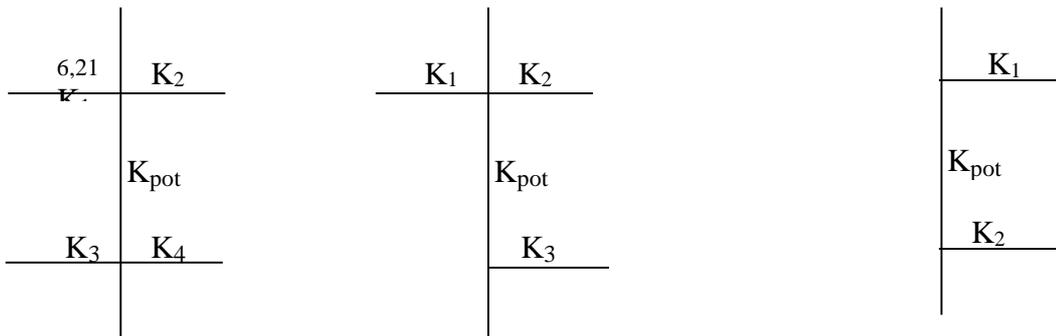
- \bar{h} : Hauteur de la poutre entre nus des poutres.
- \bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis.
- h_e : Hauteur entre nu d'appuis (poutres).
- h_c : Hauteur des poteaux entre axe des poutres.
- h_p : Hauteur de la poutre.
- e_p : Largeur des poteaux
- L_c : Longueur de la poutre entre axe des poteaux.
- K : Rigidité linéaire (poutre, poteau)

IV-2-2 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

A- Cas de l'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{poteau}}$$

Avec $\sum K_{poutre}$, la somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau).



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 \cdot K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 \cdot K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 \cdot K_{pot}}$$

B- Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{K_{poteau}}$$

Avec $\sum K_{poutre}$, la somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}} \quad \bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

IV-2-3 Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} » :

A- Cas de l'étage courant :

$$a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

B- Cas du RDC :

$$a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

IV-2-4 Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j » :

$$r_{ij} = \frac{12 \times E_i \times a_{ij} \times I_{poteau}}{h_c^3}$$

Avec E_i , module de déformations instantanées du béton.

$$E_i = 32164200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

IV-2-5 Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

a) Sens transversal :

Tableau IV-1 : rigidités linéaires relatives des poutres.

Niveaux	travée	L [cm]	e_p [cm]	\bar{L} [cm]	h_{ptr} [cm]	L_c [cm]	I_{ptr} [cm ⁴]	K_{ptr} [cm ³]
6, 7 et 8^{ème}	A-B	385	40	345	40	365	160000	438,35
	B-C	385		345		365		438,35
	C-D	375		335		355		450,70
3, 4 et 5^{ème}	A-B	385	45	340	40	360	160000	444,44
	B-C	385		340		360		444,44
	C-D	375		330		350		457,14
1^{er} et 2^{ème}	A-B	385	50	335	40	355	160000	450,70
	B-C	385		335		355		450,70
	C-D	375		325		345		463,78
RDC	A-B	385	50	335	40	355	160000	450,70
	B-C	385		335		355		450,70
	C-D	375		325		345		463,78

Tableau IV-2 : rigidités linéaires relatives des poteaux.

Niveaux	Poteaux	\bar{h} [cm]	e_p [cm]	h_c [cm]	I_{pot} [cm ⁴]	K_{pot} [cm ³]
6,7et8 ^{ème}	30x40	266	40	286	90000	314,68
3,4et5 ^{ème}	35x45	266	45	288,5	160781,25	557,30
1et2 ^{ème}	40x50	266	50	291	266666,67	916,38
RDC	40x50	368	50	393	266666,67	678,54

b) Sens longitudinal :

Tableau IV-3 : rigidités linéaires relatives des poutres.

Niveaux	travée	L [cm]	e_p [cm]	\bar{L} [cm]	h_{ptr} [cm]	L_c [cm]	I_{ptr} [cm ⁴]	K_{ptr} [cm ³]
6,7et8 ^{ème}	1-2	315	30	285	35	302,5	107187,5	354,34
	2-3	310		280		297,5		360,29
	3-4	320		290		307,5		348,58
	4-5	270		240		257,5		416,26
	5-6	320		290		307,5		348,58
	6-7	310		280		297,5		360,29
	7-8	315		285		302,5		354,34
3,4et5 ^{ème}	1-2	315	35	280	35	297,5	107187,5	360,29
	2-3	310		275		292,5		366,45
	3-4	320		285		302,5		354,34
	4-5	270		235		252,5		424,50
	5-6	320		285		302,5		354,34
	6-7	310		275		292,5		366,45
	7-8	315		280		297,5		360,29
1 ^{er} et2 ^{ème}	1-2	315	40	275	35	292,5	107187,5	366,45
	2-3	310		270		287,5		372,82
	3-4	320		280		297,5		360,29
	4-5	270		230		247,5		433,08
	5-6	320		280		297,5		360,29
	6-7	310		270		287,5		372,82
	7-8	315		275		292,5		366,45
RDC	1-2	315	40	275	35	292,5	107187,5	366,45
	2-3	310		270		287,5		372,82
	3-4	320		280		297,5		360,29
	4-5	270		230		247,5		433,08
	5-6	320		280		297,5		360,29
	6-7	310		270		287,5		372,82
	7-8	315		275		292,5		366,45

Tableau IV-4 : rigidités linéaires relatives des poteaux.

Niveaux	Poteaux	\bar{h} [cm]	e_p [cm]	h_c [cm]	I_{pot} [cm ⁴]	K_{pot} [cm ³]
6,7et8 ^{ème}	30x40	271	30	286	160000	559,44
3,4et5 ^{ème}	35x45	271	35	288,5	265781,25	921,25
1 ^{er} et2	40x50	271	40	291	416666,67	1431,84
RDC	40x50	373	40	393	416666,67	1060,22

➤ Calcul de la rigidité du portique :

a) Sens transversal :

Tableau IV-5 : rigidités relatives des poteaux transversal.

Niveaux	Poteaux	h _c [cm]	K _{poutre} [cm ³]	K _{poteau} [cm ³]	\bar{K}	I _{pot} [cm ⁴] ²	a _{ij}	r _{ij} [kN/m]	R _{ij y} [kN/m]
7 ^e et8 ^e	A	286	438,35	314,68	1,393	90000	0,410	6088,10	29608,98
	B		438,35		2,786		0,582	8642,14	
	C		450,70		2,825		0,585	8686,69	
	D				1,432		0,417	6192,05	
6 ^e	A	286	438,35 444,44	314,68	1,402	90000	0,412	6117,80	29712,92
	B		438,35 444,44		2,805		0,583	8656,99	
	C		450,70 457,14		2,845		0,587	8716,38	
	D				1,442		0,419	6221,75	
4 ^e et5 ^e	A	288,5	444,44	557,30	0,797	160781,25	0,285	7365,41	37809,08
	B		444,44		1,594		0,443	11448,68	
	C		457,14		1,617		0,445	11500,37	
	D				0,820		0,290	7494,62	
3 ^e	A	288,5	444,44 450,70	557,30	0,803	160781,25	0,286	7391,25	38015,83
	B		444,44 450,70		1,606		0,445	11500,37	
	C		457,14 463,78		1,629		0,448	11577,90	
	D				0,826		0,292	7546,31	
1 ^{er} et2 ^e	A	291	450,70	916,38	0,492	266666,67	0,197	8228,29	44315,83
	B		450,70		0,983		0,329	13741,67	
	C		463,78		0,998		0,333	13908,74	
	D				0,506		0,202	8437,13	
RDC	A	393	450,70	678,54	0,664	266666,67	0,437	7410,14	33557,57
	B		450,70		1,328		0,549	9309,30	
	C		463,78		1,347		0,552	9360,17	
	D				0,683		0,441	7477,96	

Niveaux	Poteaux	h _c [cm]	K _{poutre} [cm ³]		K _{poteau} [cm ³]	\bar{K}	I _{pot} [cm ⁴]	a _{ij}	r _{ij} [kN/m]	R _{ij x} [kN/m]
7et8^{ème}	1	286	354,34		559,44	0,633	160000	0,240	6335,59	75129,50
	2		360,29			1,277		0,389	10268,93	
	3		348,58			1,267		0,388	10242,53	
	4		416,26			1,367		0,406	10717,70	
	5		348,58			1,367		0,406	10717,70	
	6		360,29			1,267		0,388	10242,53	
	7		354,34			1,277		0,389	10268,93	
	8					0,633		0,240	6335,59	
6^{ème}	1	286	354,34	360,29	559,44	0,638	160000	0,241	6361,99	75446,30
	2		360,29	366,45		1,288		0,391	10321,73	
	3		348,58	354,34		1,277		0,389	10268,93	
	4		416,26	424,50		1,379		0,408	10770,50	
	5		348,58	354,34		1,379		0,408	10770,50	
	6		360,29	366,45		1,277		0,389	10268,93	
	7		354,34	360,29		1,288		0,391	10321,73	
	8					0,638		0,241	6361,99	
4et5^{ème}	1	288,5	360,29		921,25	0,391	265781,25	0,163	6963,51	87407,02
	2		366,45			0,788		0,282	12047,30	
	3		354,34			0,782		0,281	12004,58	
	4		424,50			0,845		0,297	12688,12	
	5		354,34			0,845		0,297	12688,12	
	6		366,45			0,782		0,281	12004,58	
	7		360,29			0,788		0,282	12047,30	
	8					0,391		0,163	6963,51	
3^{ème}	1		360,29	366,45		0,394		0,164	7006,23	87919,68
	2		366,45	372,82		0,795		0,284	12132,75	

	3	288,5	354,34	360,29	921,25	0,789	265781,25	0,282	12047,30	
	4		424,50	433,08		0,853		0,299	12773,56	
	5		354,34	360,29		0,853		0,299	12773,56	
	6		366,45	372,82		0,789		0,282	12047,30	
	7		360,29	366,45		0,798		0,284	12132,75	
	8					0,394		0,164	7006,23	
1 ^{er} et2 ^{ème}	1	291	366,45		1431,84	0,255	416666,67	0,113	7374 ,66	96327,44
	2		372,82			0,516		0,205	13378,81	
	3		360,29			0,512		0,203	13248,29	
	4		433,08			0,554		0,217	14161,96	
	5		360,29			0,554		0,217	14161,96	
	6		372,82			0,512		0,203	13248,29	
	7		366,45			0,516		0,205	13378,81	
	8					0,255		0,113	7374 ,66	
RDC	1	393	366,45		1060,22	0,345	416666,67	0,360	9538,22	90081,60
	2		372,82			0,697		0,444	11763,81	
	3		360,29			0,691		0,442	11710,82	
	4		433,08			0,748		0,454	12028,76	
	5		360,29			0,748		0,454	12028,76	
	6		372,82			0,691		0,442	11710,82	
	7		366,45			0,691		0,444	11763,81	
	8					0,345		0,360	9538,22	

b) Sens longitudinal :

Tableau IV-6 : rigidités relatives des poteaux longitudinal.

IV-3 Caractéristique géométrique des voiles :

Les force sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structure sur les quelles agissant elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultats de ses forces se trouvent excentrées de façons notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

IV-3-1 Etude des refends :

Dans notre structure on a des refends pleins.

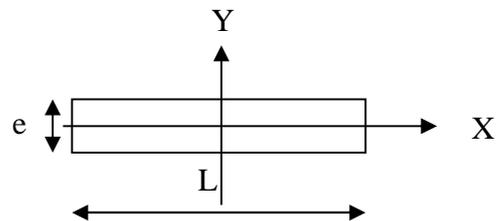
IV-3-2 Calcul des inerties des refends pleins :**a) Refend longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \lll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

Refend longitudinal

des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

**b) Refend transversaux :**

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \lll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)

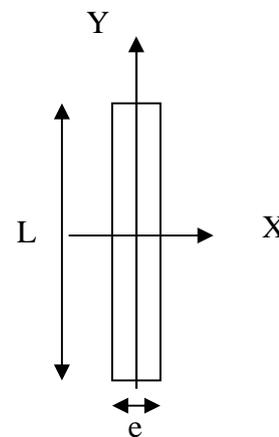
**Refend transversal**

Tableau IV-7 : Calcul de l'inertie des voiles sens transversal.

Niveaux	Voile	L (m)	e (m)	I _x (m ⁴)	I _x (m ⁴)
RDC	VT1 VT5	3,85	0,20	1.90	3.104
	VT2 VT6	3,75	0,20	1.758	
	VT3 VT4	1,95	0,20	0.246	

Tableau IV-8 : Calcul de l'inertie des voiles sens longitudinal.

Niveaux	Voile	L (m)	e (m)	I _y (m ⁴)	I _y (m ⁴)
RDC	VL1 VL5 VL6 VL9	1,60	0,20	0.273	0.601
	VL2 VL4 VL7 VL8	1,70	0,20	0.328	
	VL3	1,50	0,20	0,056	

IV-3-3 Calcul de la rigidité des voiles :

$$r_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{\text{étage}}^3}$$

$$r_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{\text{étage}}^3}$$

Avec : I_x et I_y , inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

$h_{\text{étage}}$, hauteur d'étage.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau IV-9 : Les rigidités des voiles transversal.

Niveaux	Voile	h _e (m)	I _x (m ⁴)	r _{vy} (kN/m)	R _{vy} (kN/m)
1-8	VT1-VT5	3,06	0,951	12810622,61x2	52616500,44
	VT2-VT6		0,879	11840733,20x2	
	VT3-VT4		0,123	1656894,41x2	
RDC	VT1-VT5	4,08	0,951	5404481,14x2	22197585,58
	VT1-VT6		0,879	4995309,32x2	
	VT3-VT4		0,123	699002,33x2	

Tableau IV-10 : Les rigidités des voiles longitudinal.

Niveaux	Voile	h _e (m)	I _y (m ⁴)	r _{vx} (kN/m)	R _{vx} (kN/m)
1-8	VL1-VL5 VL6-VL9	3,06	0,068	916006,66x4	8836770,15
	VL2-VL4 VL7-VL8		0,082	1104596,27x4	
	VL3		0,056	754358,43	
RDC	VL1-VL5 VL6-VL9	4,08	0,068	386440,31x4	3728012,40
	VL2-VL4 VL7-VL8		0,082	466001,55x4	
	VL3		0,056	318244,96	

IV-4 Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

IV-4-1 Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

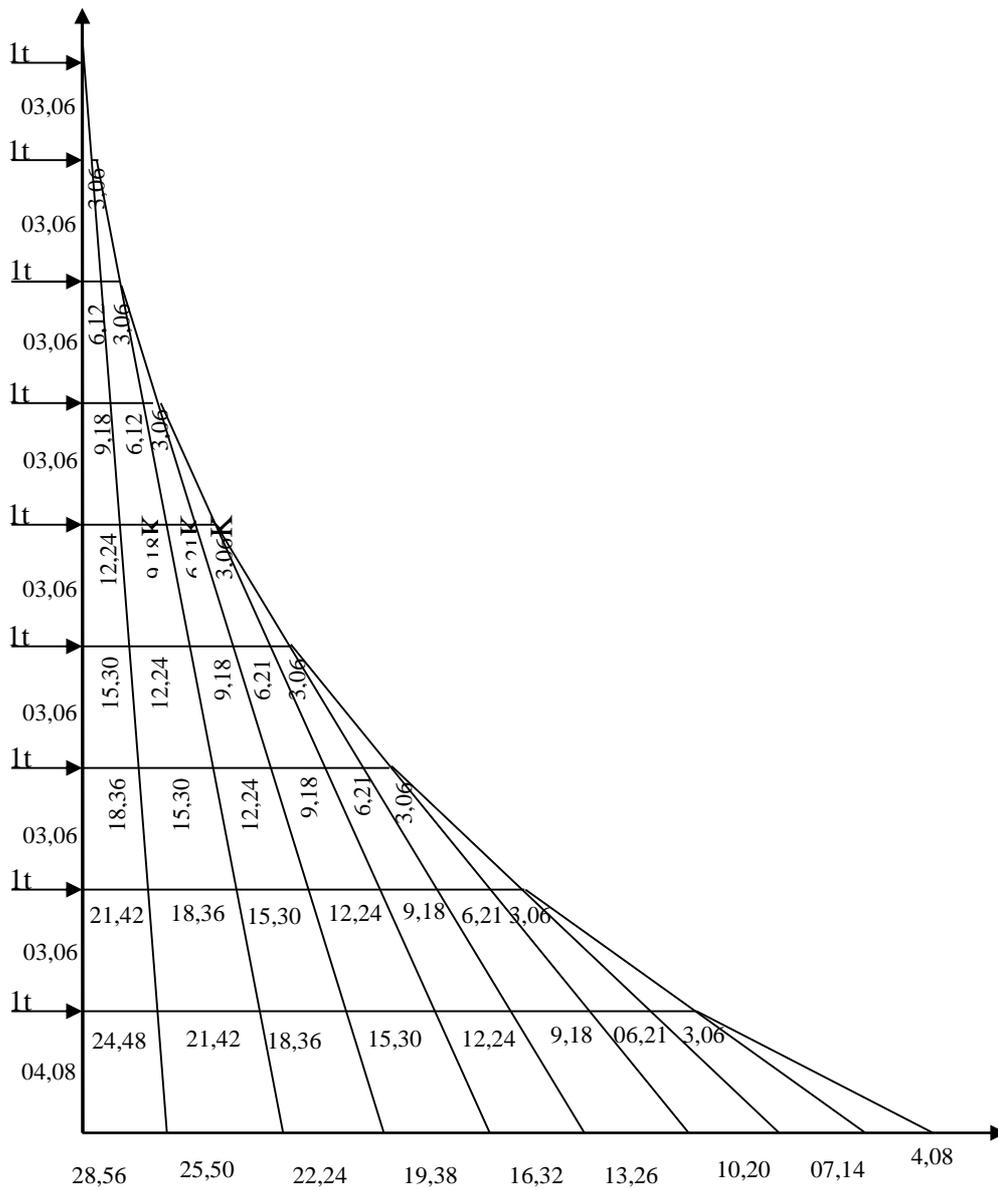


Figure IV-2 : Diagramme des moments des aires pour les refends.

La flèche est donnée par la relation suivante : $f_i = \frac{\sum S_i \times x_i}{EI}$

S_i : Surface du trapèze.

x_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

Rappel sur le calcul du centre de gravité et la surface d'un trapèze :

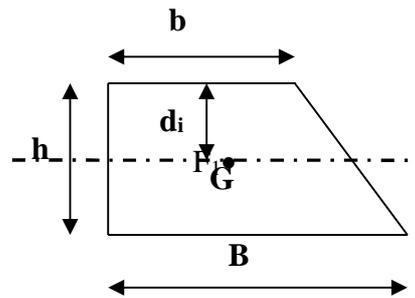


Figure IV-3 : Trapèze des moments des aires.

$$S_i = (B + b) \times \frac{h}{2}$$

$$d_i = \frac{(2 \times B + b)}{3 \times (B + b)} \times h$$

Tableau IV-11 : récapitulatif des flèches d'un voile de « I = 1 m⁴ ».

Niveaux	h(m)	B (m)	b (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i x d _i (m ³)	∑S _i . d _i =EI. f _i
8	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,427	36044,678
7	3,06	18,36	9,18	42,136	1,700	71,631	29652,831
6	3,06	30,6	18,36	74,710	1,657	123,794	24261,974
5	3,06	45,90	30,6	117,045	1,632	191,017	19047,566
4	3,06	64,26	45,90	168,545	1,615	272,200	14124,094
3	3,06	85,68	64,26	229,408	1,603	367,741	9636,085
2	3,06	110,16	85,68	299,635	1,594	477,618	5752,726
1	3,06	137,7	110,16	379,226	1,570	595,384	2677,271
RDC	4,08	169,32	137,7	469,740	1,372	644,483	644,483

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{644,483}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{2677,271}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{5752,726}{EI}$$

$$f_4 = \frac{9636,085}{EI} \quad f_5 = \frac{14124,094}{EI} \quad f_6 = \frac{19047,566}{EI} \quad f_7 = \frac{24261,974}{EI}$$

$$f_8 = \frac{29652,831}{EI} \quad f_9 = \frac{36044,678}{EI}$$

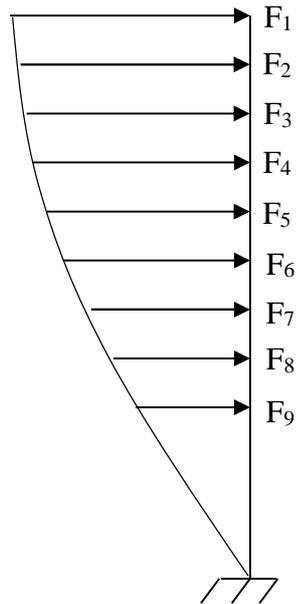


Figure IV-4 : Schématisation de la flèche.

IV-4-2 Calcul du déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : effort tranchant au niveau « n ».

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumées dans les tableaux suivants :

IV-4-3 Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Fuentes « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ».

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive est donnée par la formule suivante :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \text{ avec } \Rightarrow D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : Inertie fictive de l'ensemble des portiques dans une direction et niveau donnés ;

f_n : Flèche des refends au niveau « n » ;

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « n » ;

D_n : Déplacement du niveau « n » (somme des déplacements des portiques du niveau « n »).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-12 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Niveaux	h [m]	M_n [t.m]	M_{n+1} [t.m]	$\sum K_{p_n}$ [m ³]	$\sum K_m$ [m ³]	$E\theta_n$ [kN/m ²]	$E\Psi_n$ [kN/m ²]	$E\Delta_n$ [kN/m]	$\sum E\Delta_n$ [kN/m]	$EI.f_i$ [m ³]	I_{eix} [m ⁴]
8	3,06	6,12	3,06	0,0171	0,0088	434,65	877,78	2686,00	54223,02	36044,678	0,96
7	3,06	9,18	6,12	0,0171	0,0088	724,43	1316,68	4029,04	51537,02	29652,831	0,87
6	3,06	12,24	9,18	0,0305	0,0088	1014,20	1493,51	4570,14	47507,98	24261,974	0,81
5	3,06	15,30	12,24	0,0305	0,0088	1303,97	1866,89	5712,68	42937,84	19047,566	0,74
4	3,06	18,36	15,30	0,0305	0,0088	1593,75	2240,27	6855,22	37225,16	14124,094	0,67
3	3,06	21,42	18,36	0,0305	0,0088	1883,52	2614,74	8001,10	30369,94	9636,085	0,61
2	3,06	24,48	21,42	0,0506	0,0088	2173,29	2721,33	8327,27	22368,84	5752,726	0,56
1	3,06	27,54	24,48	0,0506	0,0088	2463,06	2631,94	8053,73	14041,57	2677,271	0,49
RDC	4,08	31,62	27,54	0,0506	0,0088	1893,72	1467,61	5987,84	5987,84	644,483	0,40
Inertie Moyenne										0,983	

Tableau IV-13 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niveaux	h [m]	M_n [t.m]	M_{n+1} [t.m]	$\sum K_{p_n}$ [m ³]	$\sum K_m$ [m ³]	$E\theta_n$ [kN/m ²]	$E\Psi_n$ [kN/m ²]	$E\Delta_n$ [kN/m]	$\sum E\Delta_n$ [kN/m]	$EI.f_i$ [m ³]	I_{ey} [m ⁴]
8	3,06	6,12	3,06	0,0304	0,0133	287,59	551,21	1686,70	35098,07	36044,678	1,02
7	3,06	9,18	6,12	0,0304	0,0133	479,32	800,29	2448,88	33411,37	29652,831	0,88
6	3,06	12,24	9,18	0,0504	0,0133	671,27	969,40	2966,36	30962,49	24261,974	0,78
5	3,06	15,30	12,24	0,0504	0,0133	862,78	1211,62	3707,55	27996,13	19047,566	0,68
4	3,06	18,36	15,30	0,0504	0,0133	1054,51	1453,94	4449,05	24288,58	14124,094	0,58
3	3,06	21,42	18,36	0,0504	0,0133	1246,24	1696,92	5192,57	19839,53	9636,085	0,48
2	3,06	24,48	21,42	0,0791	0,0133	1437,96	1791,72	5482,66	14646,96	5752,726	0,39
1	3,06	27,54	24,48	0,0791	0,0133	1629,69	1724,58	5277,21	9164,3	2677,271	0,29
RDC	4,08	31,62	27,54	0,0791	0,0133	1239,21	952,72	3887,09	3887,09	644,483	0,16
Inertie Moyenne										0,584	

IV-5 Interprétation des résultats :

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	0.584	49.29%
Voiles	0.601	50.71%
Voiles+Portiques	1.185	100%

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	0.983	27.57%
Voiles	3.104	72.43%
Voiles+Portiques	4.061	100%

IV-5-2 Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude du contreventement, nous avons constaté que le system de contreventement de notre structure est assuré par des voiles et portique dans les deux sens transversal et longitudinal d'après le RPA article 3.4.2. a et b. D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3 RPA 99 Version 2003)²

V-1 Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

V-2 Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation des solutions d'équation aux dérivées partielles qui est construite à partir d'une formulation équivalente du problème à résoudre ; cette dernière est appelée formulation vibrationnelle du problème. La méthode des éléments finis est donc basée sur la forme intégrale des équations aux dérivées partielles (forme faible) du phénomène analysé plutôt que sur la forme différentielle (forme forte) qui représente l'équation aux dérivées partielles et les conditions aux limites.

Pour discrétiser les modèles complexes de phénomènes physiques, l'ingénieur dispose à l'heure actuelle de méthodes d'approximations permettant de résoudre la plupart des problèmes pour lesquels il n'existe pas de solution formelle. Toutes les méthodes d'approximation ont un même objectif, remplacer un problème mathématique défini sur un milieu continu (équations différentielles ou intégrales) par un problème mathématique discret (équation matricielle), problème de dimension finie que l'on sait résoudre numériquement.

V-3 Description d'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée au bâtiment, et ouvrage de génie civil. Il permet en 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 charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Terminologie :

Grid line : ligne de grille.	Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).	Shell : voile.
Element : élément.	Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.	Uniformed loads : point d'application de la charge.
Define : définir.	Material : matériaux.
Concrete : béton.	Steel : acier.
Frame section : coffrage.	Column : poteau.
Beam : poutre.	Response specrum : spectre de réponse.

V-4 Les Etapes De Modélisation :

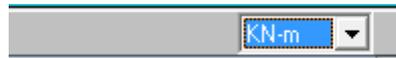
Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6

V-4 -1 Etapes de modélisation :**Etape 1 :**

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

1) Choix des unités

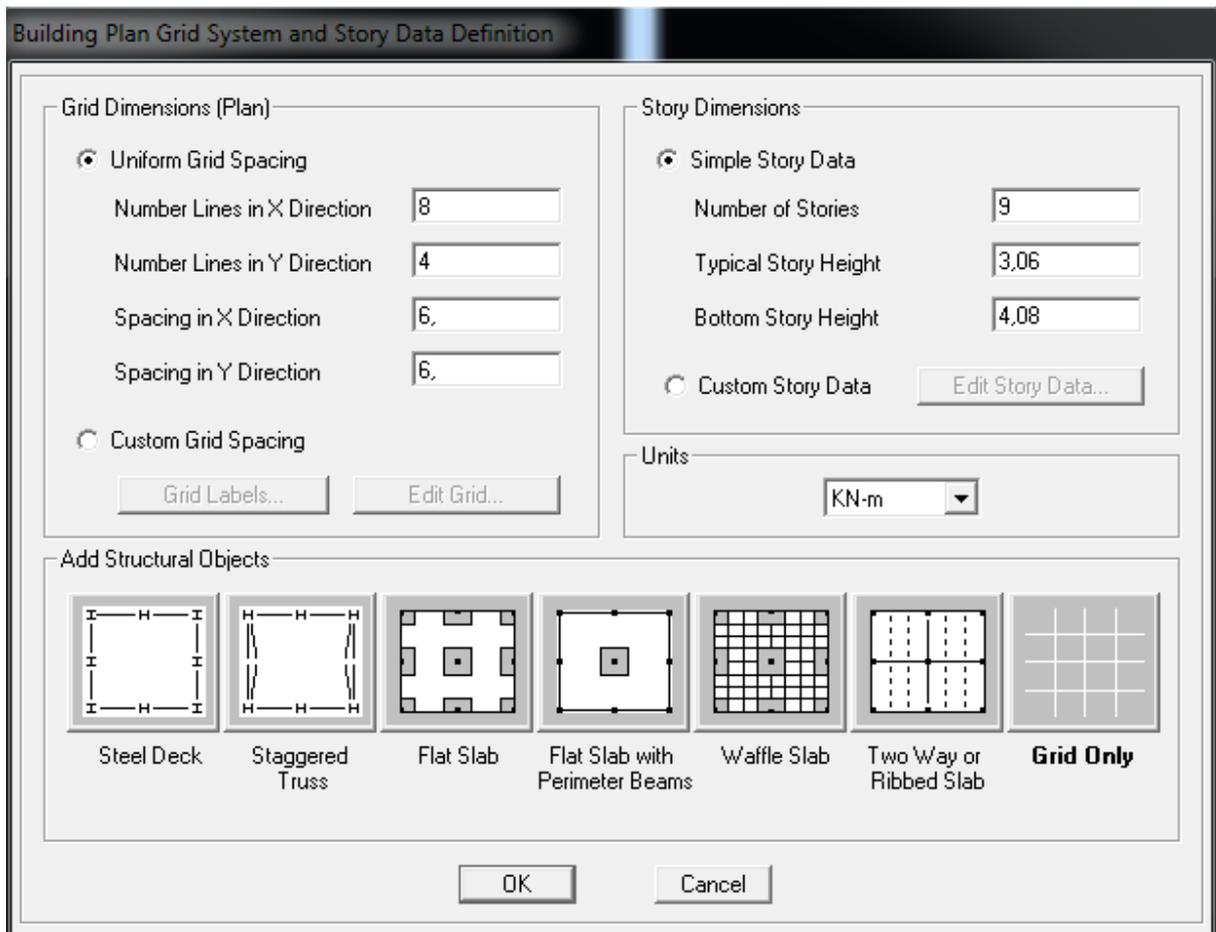
Au bas de l'écran, on sélectionne **kN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

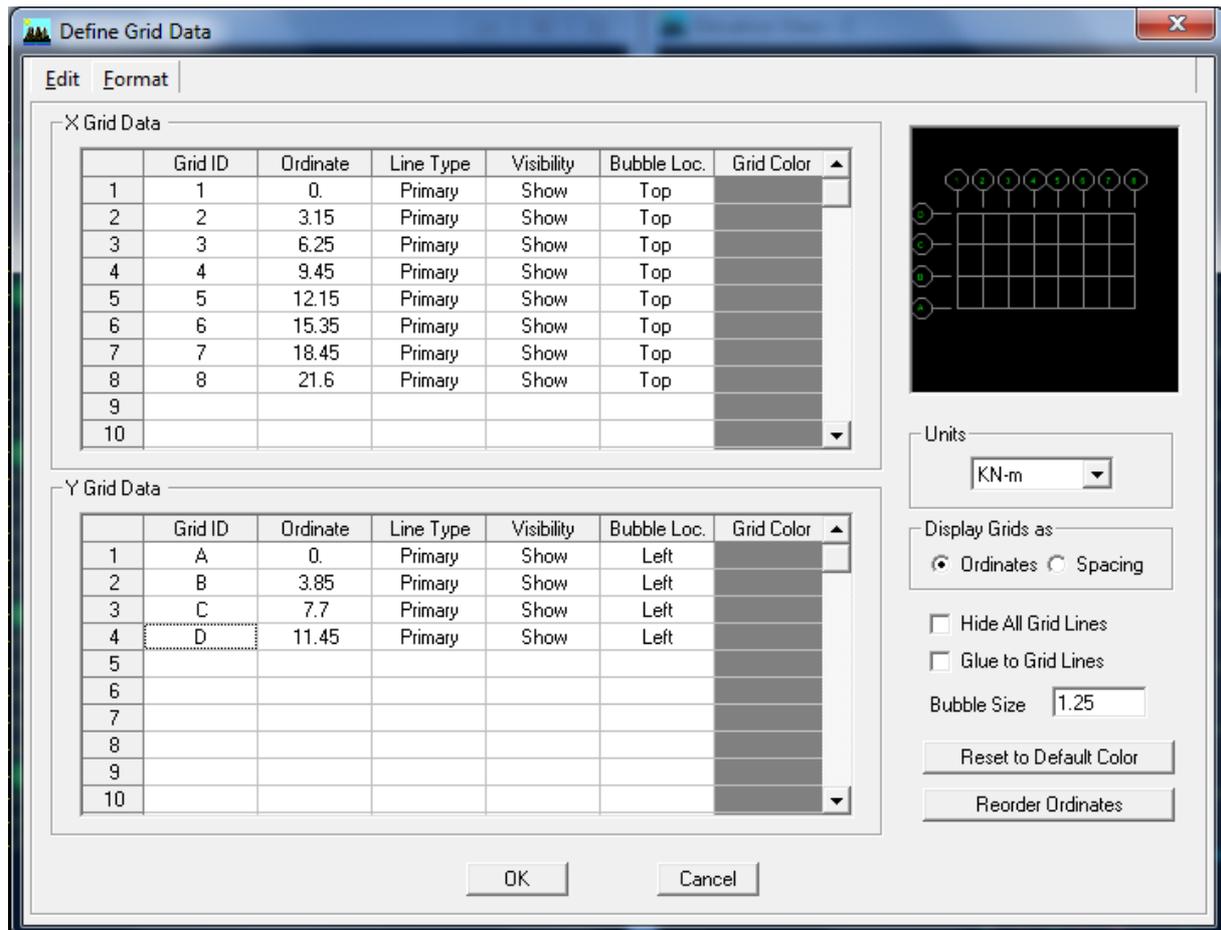
**2) Géométrie de base**

En haut de l'écran dans File, on sélectionne **New model**. On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.

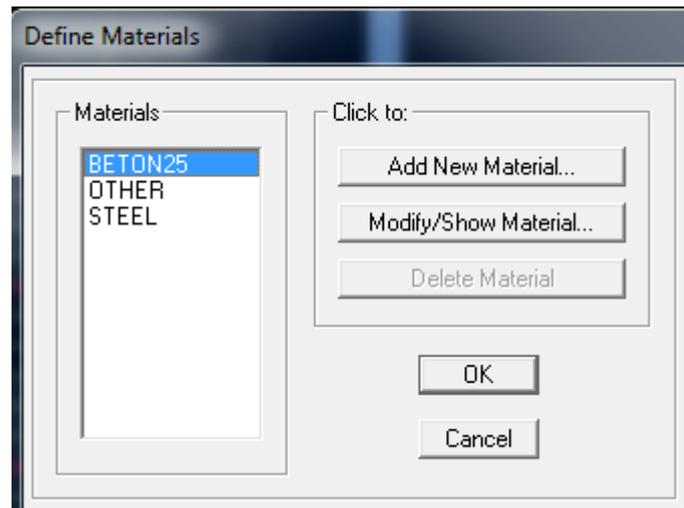
On définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y).

Commande **Edit ; Edit grid** et puis on aura la commande suivante :





Pour définir le nombre de niveau et la hauteur de l'étage en fait la commande **Edit Edit Story, insert story** on aura les fenêtres si dessous ;



Masse per unit volume (masse volumique du béton)

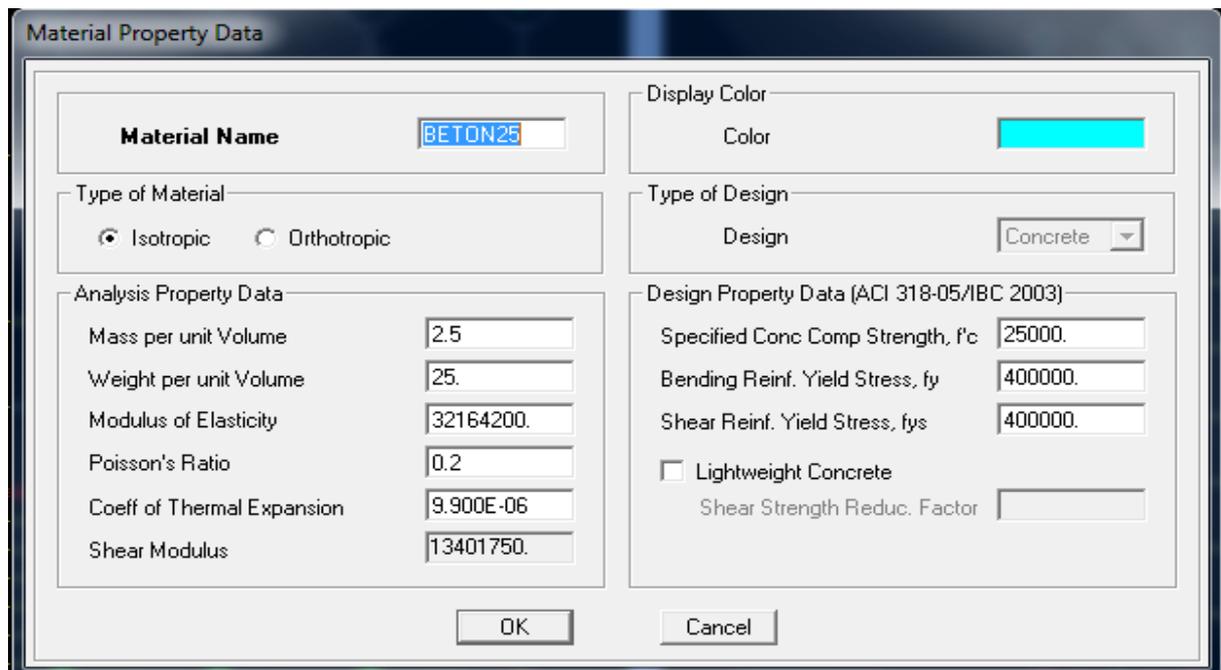
Weight per unit volume (Poids volumique du béton)

Modulus of Elasticity (Module de Young)

Specifiedconcretecompstrenght (contrainte max du béton à la compression)

BendingReinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux)

ShearReinf, Tield Stress (contrainte max des aciers transversaux)

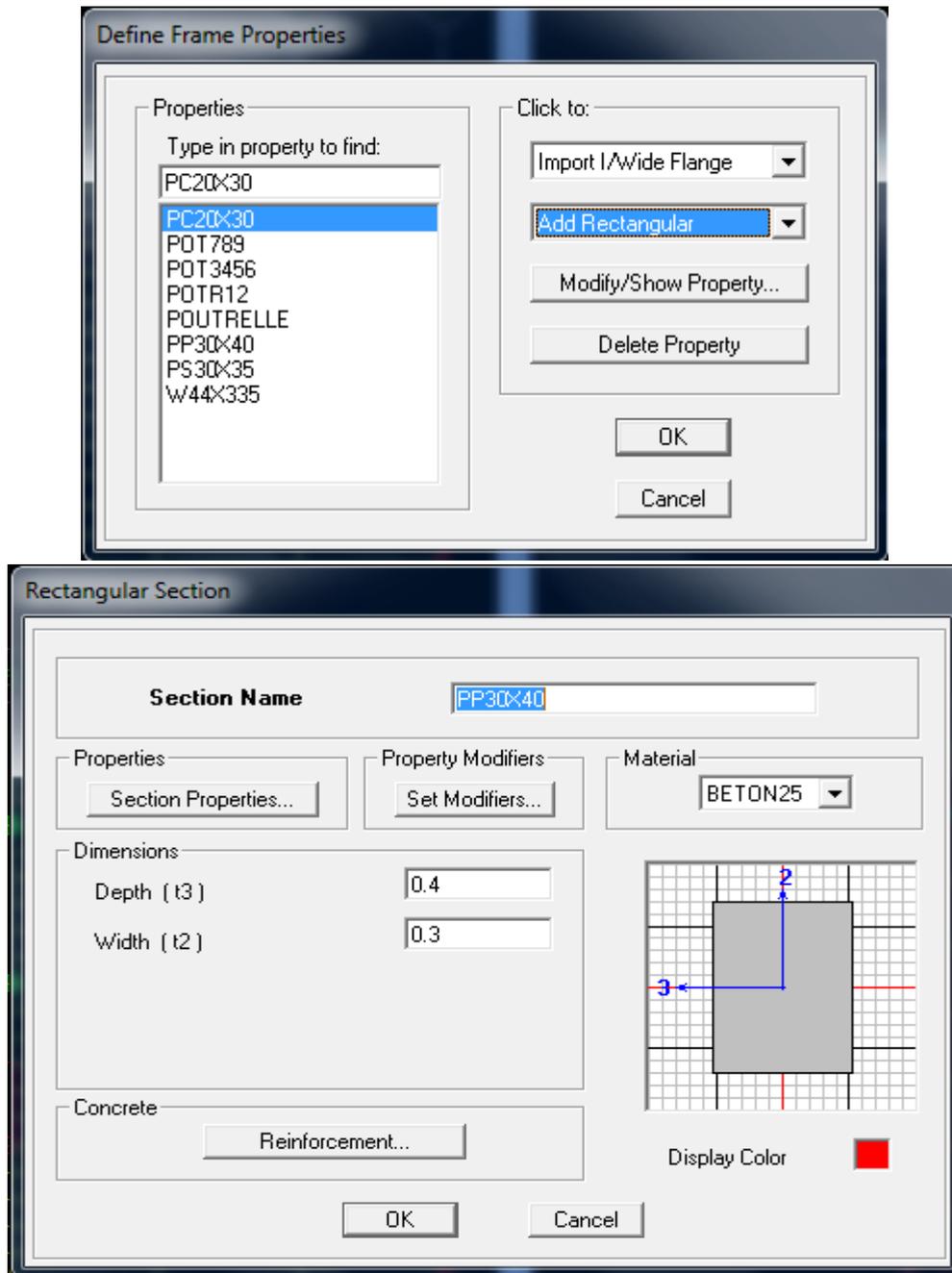


Étape 3 : dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelle dalle, voile,...)

Définition des poteaux et poutres:



« **Addrectangular** » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci-dessous



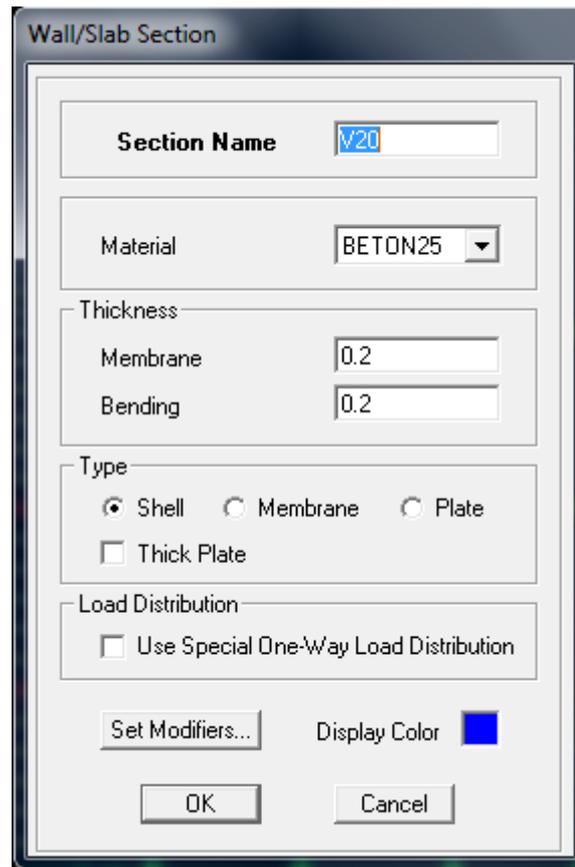
Après avoir les éléments barres (poutre, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (Dalles, voiles). On commence d'abord par définir leur caractéristique géométrique.

Define, wall/slab/deck section

Wall(voil); slab(dalle pleine); deck(plancher)

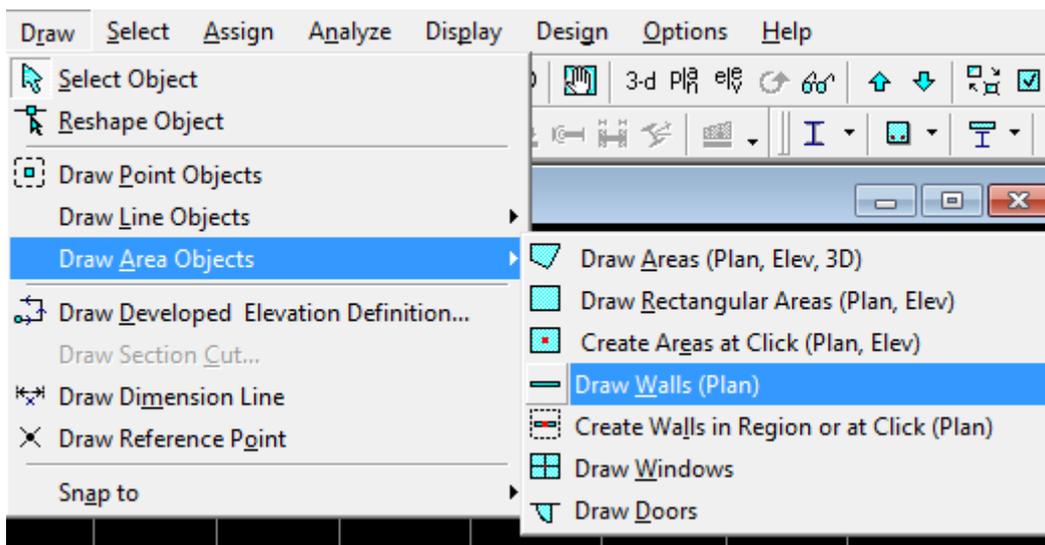
Dans la boîte de dialogue, on définit les propriétés :

Voile de Contreventement :

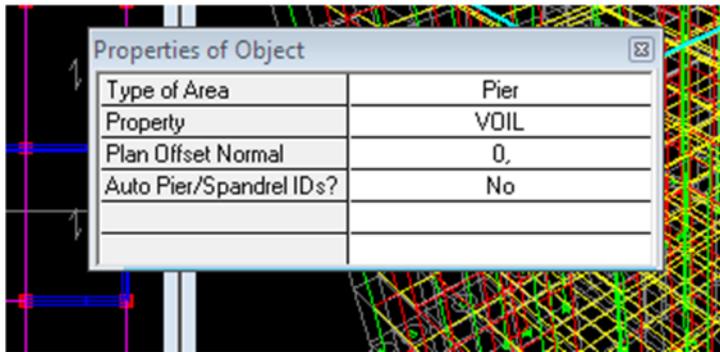


Pour modéliser les voiles, on doit se positionner soit en plan ou en élévation. On clique sur **draw-draw areaobjects**.

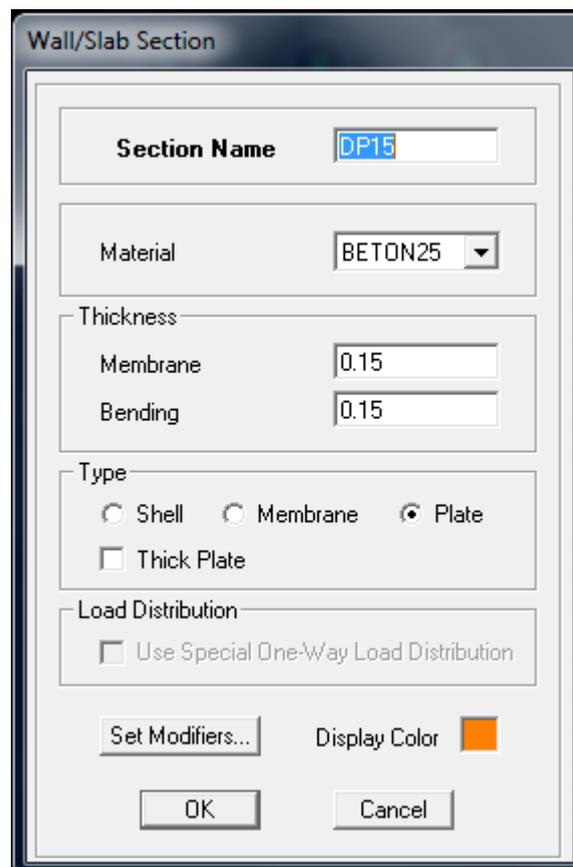
Exemple :



En va crée notre voile en plan, en cliquant du 1^{er} point au 2eme point



Dalle Pleine :



Pour les dalles pleine de forme rectangulaire ou triangulaire on se positionné sur la vue en plan et nous allons poursuivre la même méthode que celle des voiles.

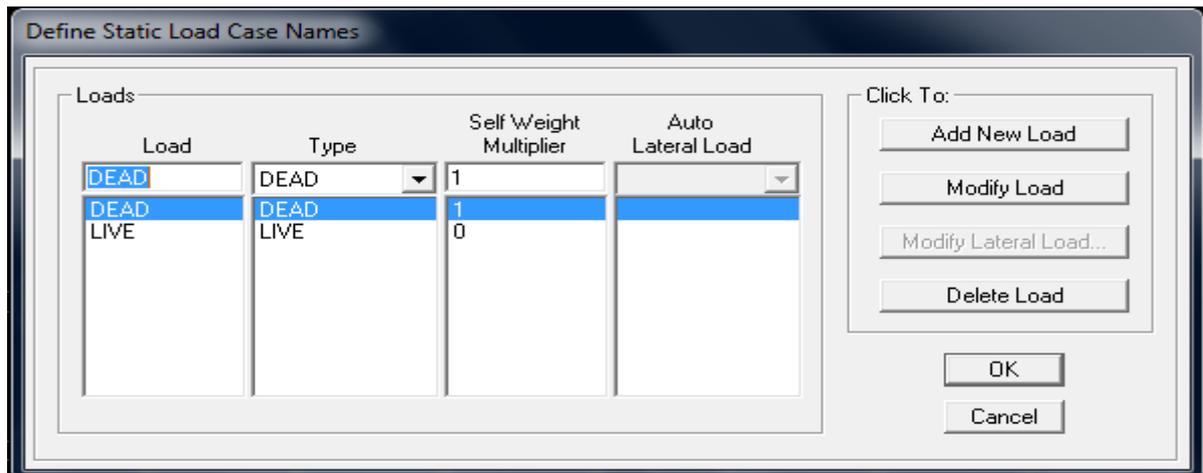
Etape4 : définition des charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charge statique (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q).

Pour les définir nous allons suivre les procédés suivant :

Define → **staticload cases**



Loadname (nom de la charge)

Type DEAD (permanente), LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre)

Remarque :

On introduisant la valeur 1 dans la case **Selfweight multiplier**, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanente **G**.

2) Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté, soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel

Zone : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

Coeff comportement : Mixte portique /voile avec interaction.

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S2

Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,
- _ la redondance en plan,
- _ la régularité en plan,
- _ la régularité et en élévation,
- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

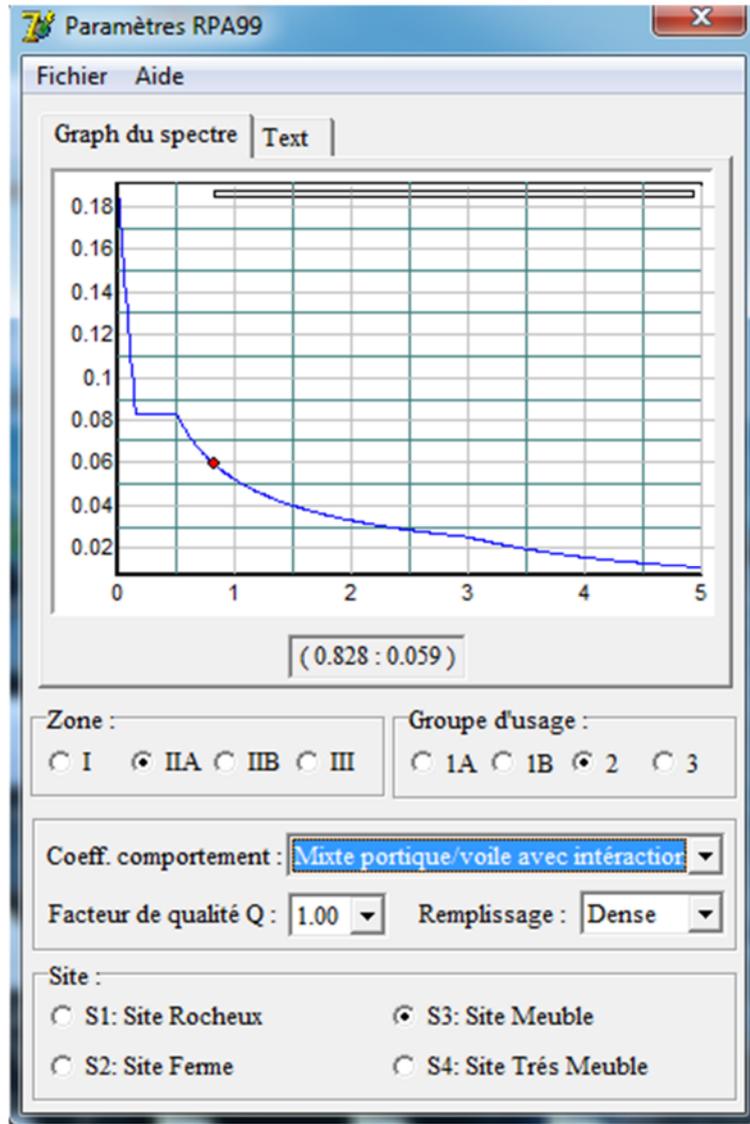
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité $Q=1,00$



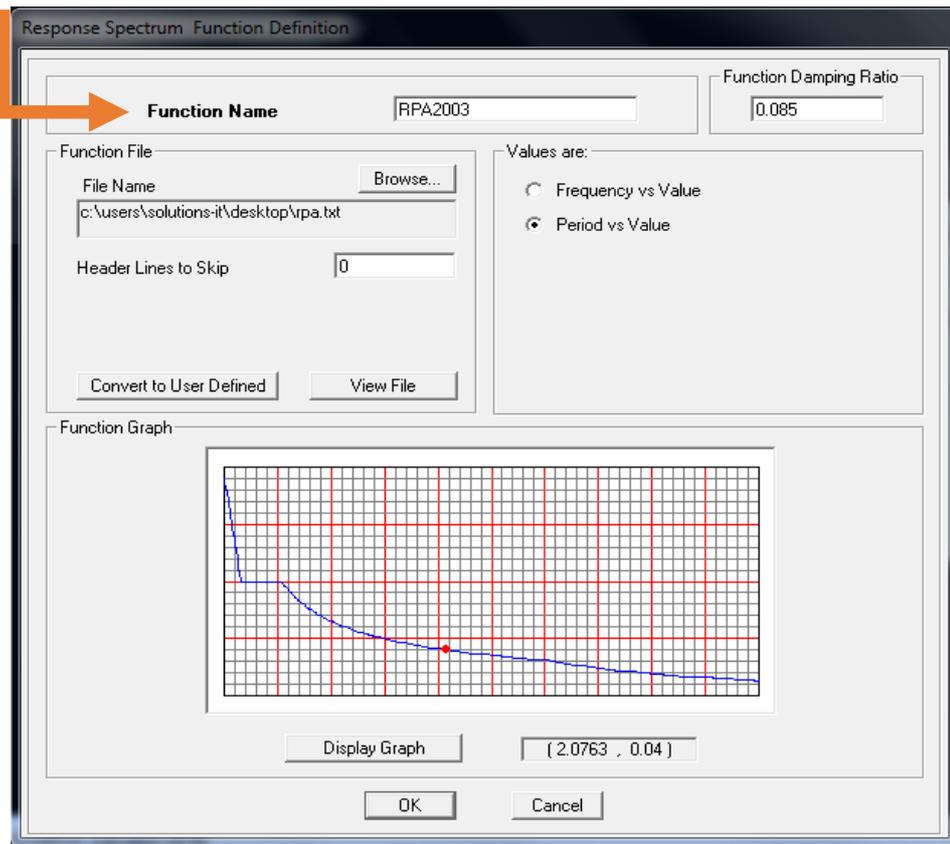
En introduit dans le logiciel les données dans leurs cases respectives, on

Clique sur **Text** pour voir les valeurs.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS**, on clique sur :
Define → **Reponsespectrum fonctions...**

Fonction Name (nom du spectre) : RPA

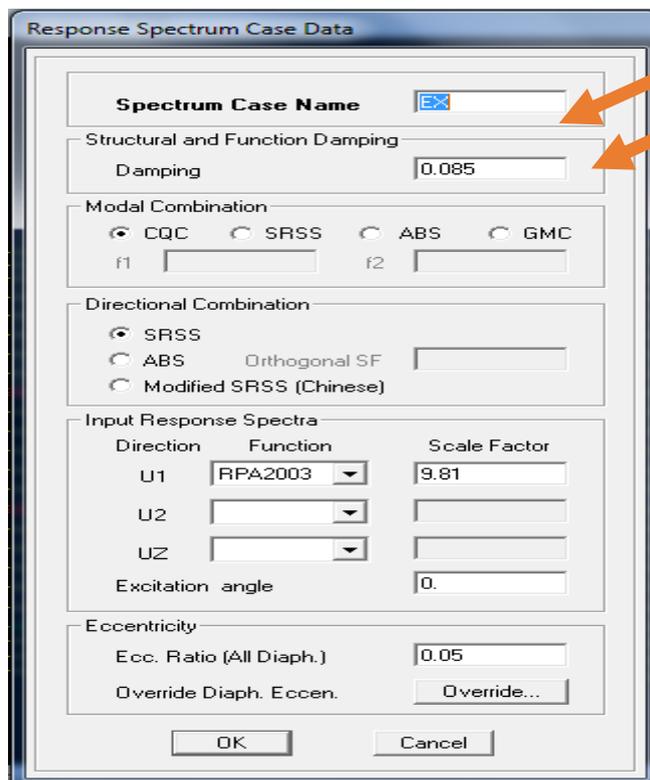


Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement E (séisme) ; on clique sur :

Define reponsespectrum cases

Spectrum Case Name (Spectre suivant Ex) :

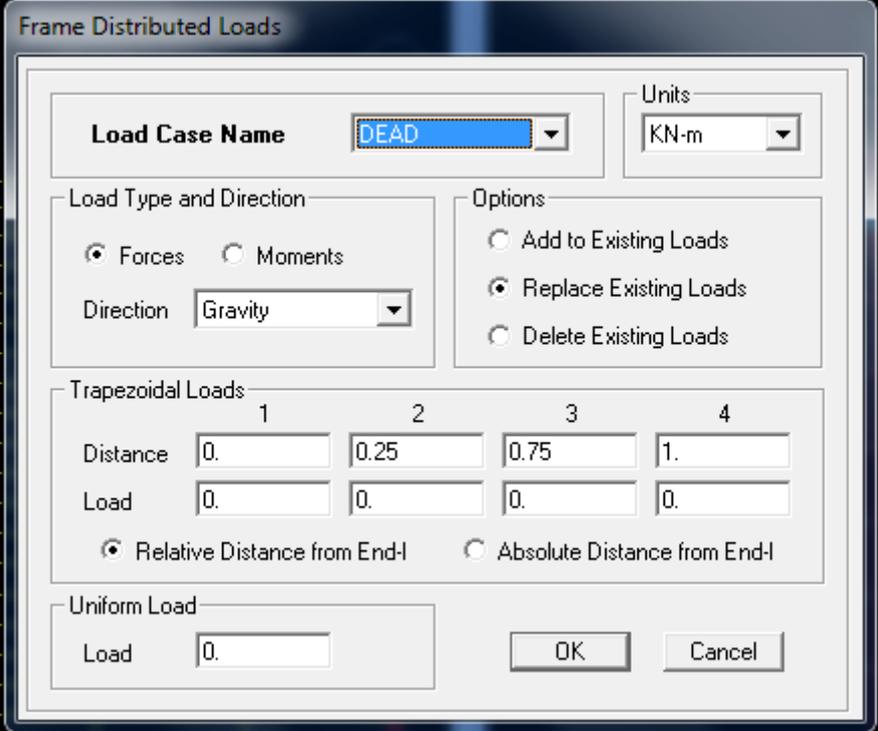
Amortissement=8,5



Étape5 : Chargement de plancher :

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

uniform surface loads → **uniform loads** → **ok** 


Étape6 : introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

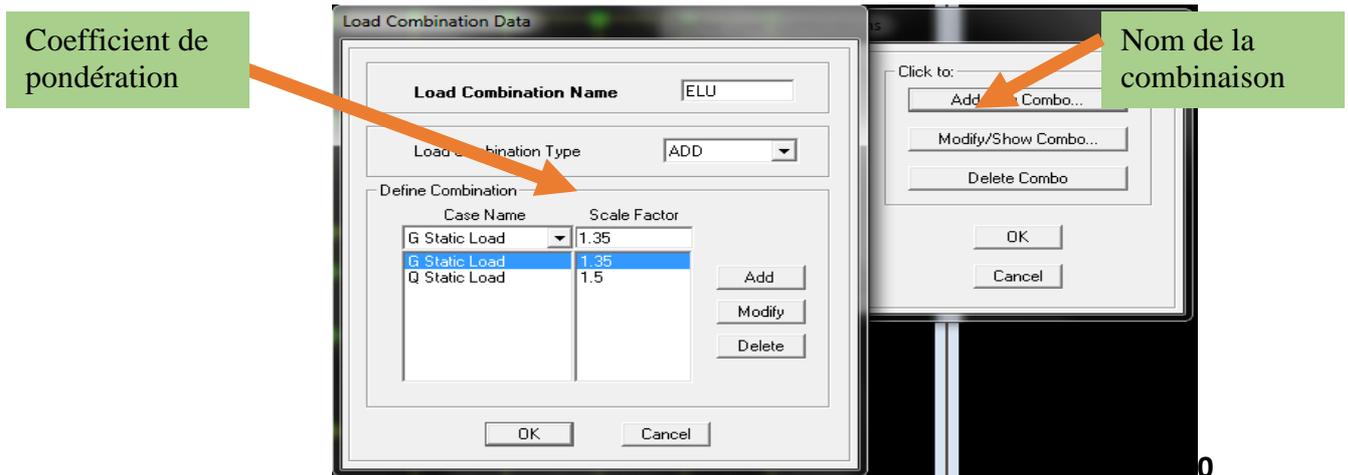
$$\text{BAEL91} \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

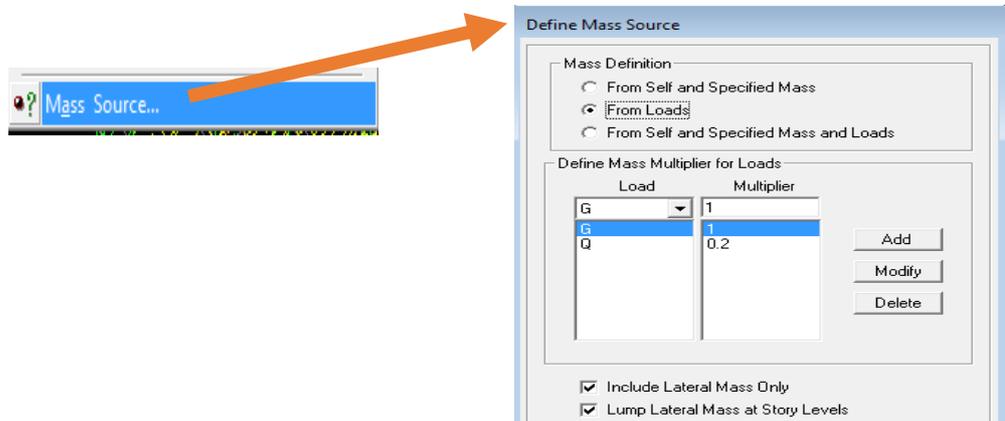
Definestatic load combinationsAdd New Combo



On reprend la même opération pour les autres combinaisons

Etape7 : introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante : **define** → **mass source**

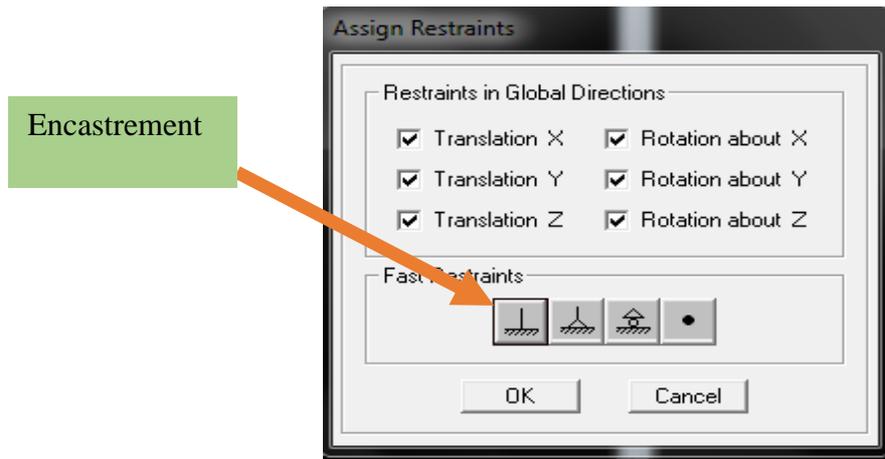


Etape8 : Spécification  des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Les appuis :

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

Assign → **joint point** → **restraints (support)** : On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.

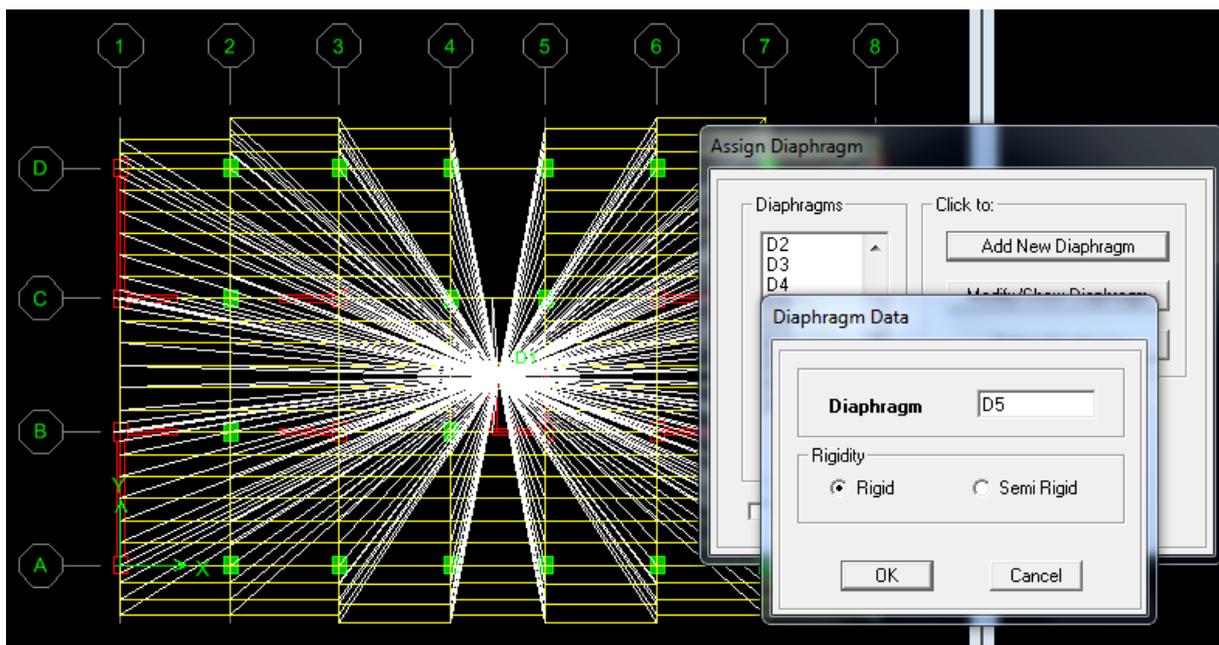


Etape9 : Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône



ou en suivant les étapes suivantes : **Assign**→ **joint/ point**→ **DiaphragmeAdd** **NewDiaphragm**.



Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider, En refait la même opération pour chaque plancher.

Analyse et visualisation des résultats :

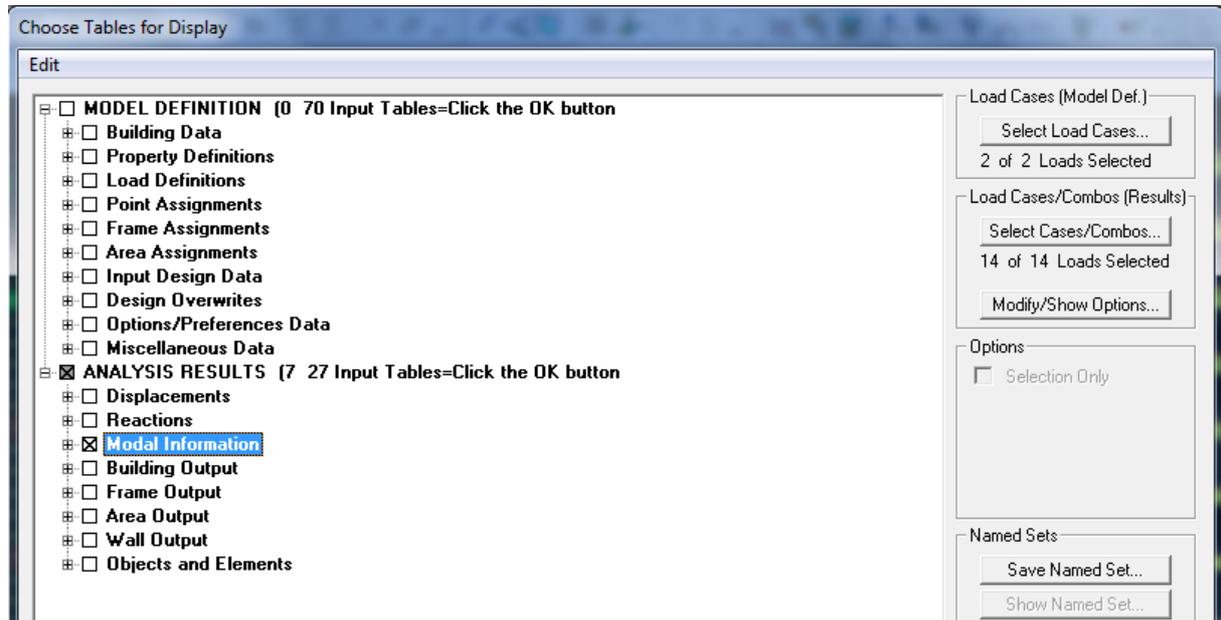
Pour le lancement de l'analyse : **Analyse**⇒**RunAnalysis(ou F5)**

pour la visualisation des résultats :

V-4 -2Visualisation des résultats :

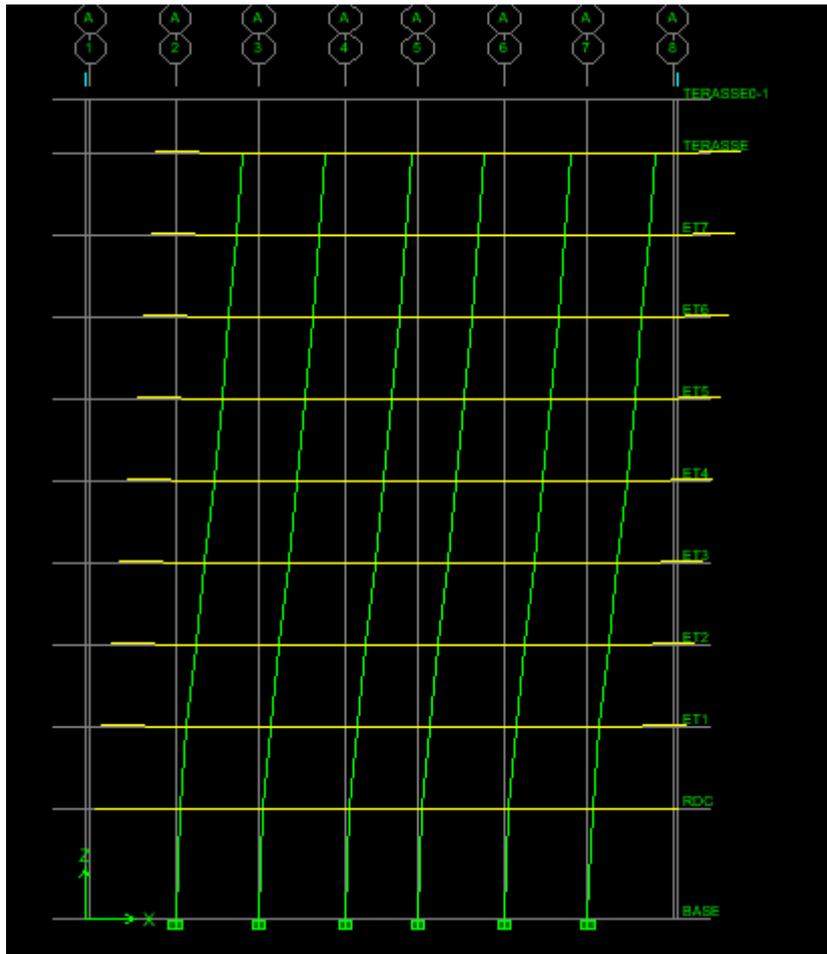
- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



➤ **Déformée de la structure :**

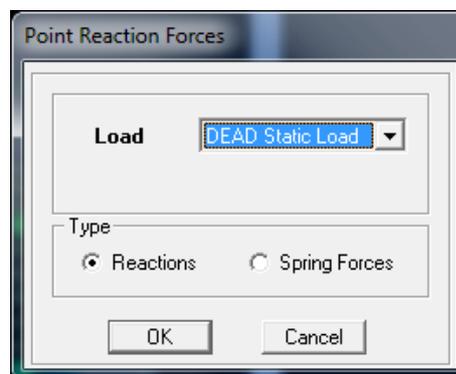
Avec le menu **Display** il est possible de choisir **show DeformedShape** () pour visualiser les déplacements. Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante :
Il faut spécifier le cas de chargement **G**

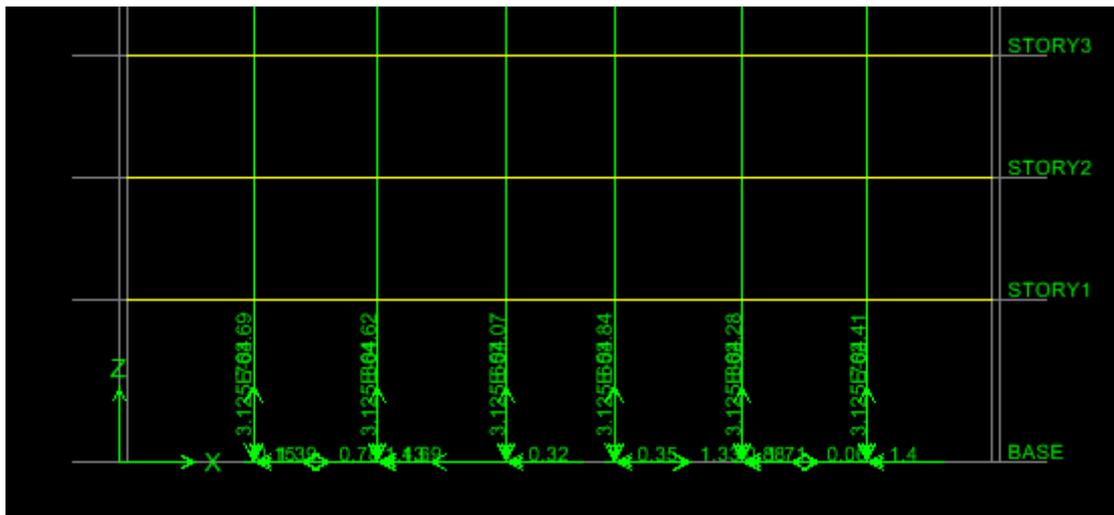


➤ **Réaction :**

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member forces/ StressesDiagram – Support /SpringReaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

- _ Sélectionner le cas de chargement.
- _ cocher **Réactions**
- _ Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.





Les réactions à la base de la structure

➤ **Les efforts internes :**

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante :

- _ Sélectionner le cas de chargement
- _ L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- _ l'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- _ l'option **Shear 3-3** affiché l'effort tranchant hors plans
- _ l'option **Moment 3-3** affiché le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- _ l'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- _ l'option **Scale Facteur** permet d'ajuster la taille des diagrammes
- _ pour voir les valeurs dans les diagrammes on découpe **Fill Diagram** et on couche

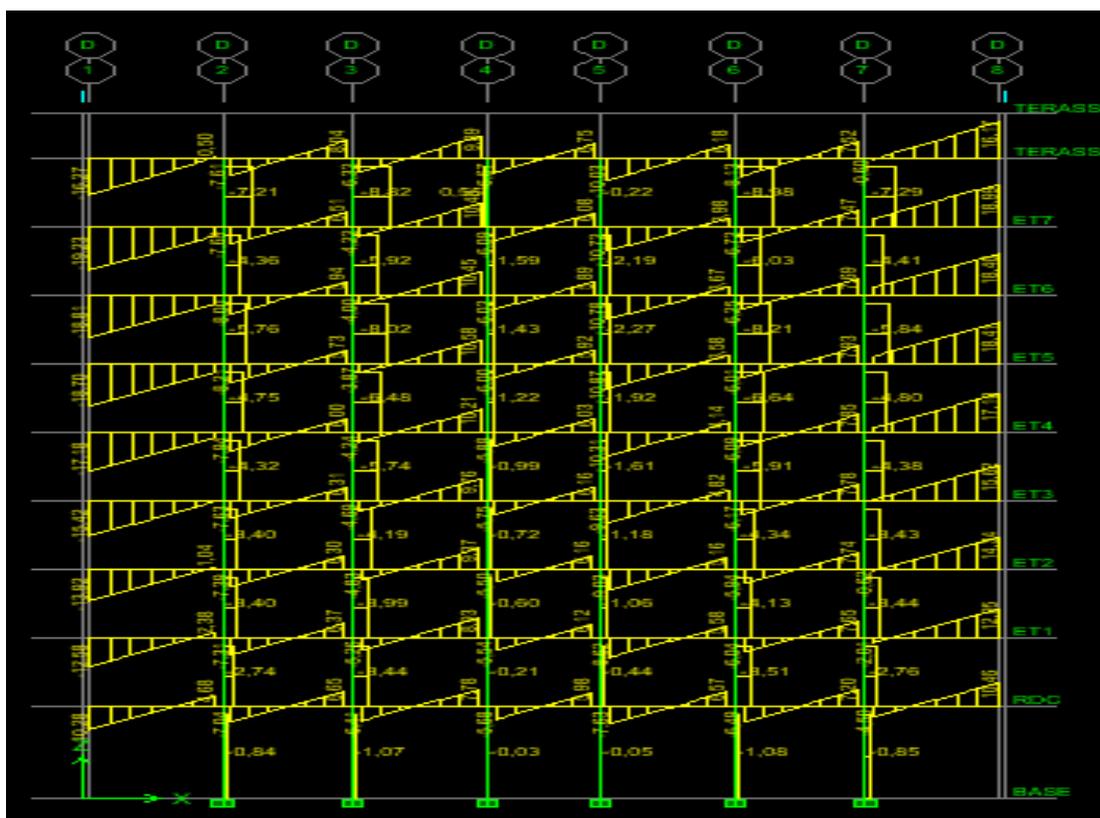


Diagramme des efforts tranchant

➤ **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 **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/combo** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Les Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appui sur **show tables** puis on couche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne U_x correspondausens xx , et U_y au sens yy .

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

VI-1 Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent la libération brutale de contraintes accumulées depuis des années dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant les roches de l'écorce terrestre et en fonction de leurs intensités, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel pendant la conception des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations dues au séisme, c'est pourquoi, la structure doit être conçue et construite conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à offrir un degré de protection acceptable, ainsi de vérifier la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

La force sismique totale s'applique à la base de la structure et décroît en allant vers les niveaux supérieurs.

VI-2 Choix de la méthode d'étude :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA. Prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans le cas de notre structure, les conditions exigées par le RPA pour l'application de la méthode statique équivalente à savoir la régularité en plan et élévation, avec une hauteur au plus égal à 65m en zone II_a en qui satisfaite.

VI-3 Méthode statique équivalente :**1- Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

2- Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers, et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en BA ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

3- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.1 RPA 99/V2003}).$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

a- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min\left(0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}, C_T \cdot h_N^{3/4}\right)$$

Où :

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement donné par le tableau (**Art.4.6 RPA 99/V2003**).

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles « $C_T = 0,05$ », $h_n = 28,56$ m.

On aura : $T = 0,05 \times (28,56)^{3/4} = 0,617$ s.

- Sens longitudinal : $D = 22,00 \text{ m}$ d'où $T_L = 0,09 \frac{28,52}{\sqrt{22,00}} \Rightarrow T_L = 0,547$
- Sens transversal : $D = 11,95 \text{ m}$ d'où $T_T = 0,09 \frac{28,52}{\sqrt{11,95}} \Rightarrow T_T = 0,742s$

D'après le (RPA 99/V2003), on doit prendre la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7) dans chaque direction soit :

$$T_{\min} = T_L = 0,547s$$

$$T_{\text{num}} = 1,3 \times 0,547 = 0,711s$$

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
	1	0,656175	76,0859	0,0009	76,0859	0,0009	0,0048
	2	0,574594	0,0006	70,1121	76,0866	70,1131	0,0084
	3	0,465254	0,0060	0,0086	76,0925	70,1216	69,7783
	4	0,184787	13,5082	0,0094	89,6008	70,1310	0,0004
	5	0,126097	0,0112	19,0456	89,6120	89,1766	0,0001
	6	0,099002	0,0004	0,0000	89,6123	89,1766	19,4850
	7	0,088890	5,0109	0,0038	94,6232	89,1804	0,0019
▶	8	0,054823	0,0025	6,0564	94,6258	95,2368	0,0000
	9	0,051532	2,4019	0,0020	97,0277	95,2388	0,0008
	10	0,043047	0,0011	0,0000	97,0287	95,2389	6,1241
	11	0,035385	0,7321	0,0016	97,7608	95,2404	0,0050
	12	0,033079	0,0018	2,5325	97,7626	97,7729	0,0000

Tableau VI -1 :La période analytique est tirée du tableau donnée par le logiciel ETABS.

$$T_{\text{etabs}} < T_{\text{num}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0\text{s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau (4.7RPA 99/V2003) $T_2 = 0,50\text{s}$ (site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$

ζ (%) : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

$\zeta = 7\%$: Construction autostable.

$\zeta = 10\%$: Contreventement par des voiles.

Pour une construction mixte en prend la moyenne : $\zeta = 8,5\%$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,816$$

$$\text{On aura ainsi : } D_L = 2,5 \cdot 0,816 \cdot \left(\frac{0,5}{0,547}\right)^{2/3} = 1,921$$

$$D_T = 2,5 \cdot 0,816 \cdot \left(\frac{0,5}{0,742}\right)^{2/3} = 1,567$$

c- Poids de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad ; \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixés de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau (4.5RPA 99/V2003). Dans notre cas, $\beta = 0,2$

Story	point	Load	F _z (kN)
Summation	0, 0, Base	G	29487,42
Summation	0, 0, Base	Q	4906,62

Tableau VI-2 : Le poids total de la structure.

$$W_t = W_{Gt} + \beta \cdot W_{Qt} = 29487,42 + 0,20 \times 4906,62 = 30468,744 \text{ kN}$$

d- Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du système de contreventement.

$$R = 5,00$$

e- Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \text{ Facteur de qualité qui est déterminé comme suit :}$$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Critère « P _q »	P _q	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	0	0,05
2- Redondance en plan.	0	0,05
3- Régularité en élévation.	0	0,05
4- régularité en plan.	0	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0,10

Tableau VI-3 : Tableau donnant les valeurs des pénalités « P_q ».

Sens parallèle à (xx) :

- chaque file de portique doit avoir à chaque niveau au moins trois travées, d'où le critère observé ce qui veut dire que $\underline{P_1 = 0,00}$.
- chaque étage doit avoir en plan au moins quatre file de portique dont le rapport des espacements est inférieur à 1,5, le critère est observé donc $\underline{P_2 = 0,00}$.

- régularité en plan

Le bâtiment symétrique suivant cette direction.

L'excentricité est inférieure à 15%L.

La forme est compacte $\frac{L}{\ell} \leq 4$ mais les décrochements sont vérifiés.

$$S_{\text{ouvertures}} \leq S_{\text{totale}} \quad \underline{P_3 = 0,00}.$$

- régularité en élévation

Système de contreventement continu.

Étages identiques, pas de différence de rigidité.

Pas de décrochements en élévation.

Le critère est observé $\underline{P_4 = 0,00}$.

- les essais systématiques sont régulièrement réalisés sur chantier, d'où $\underline{P_5 = 0,00}$.
- le contrat de suivi est permanent (BET et CTC) $\underline{P_6 = 0,00}$

$$Q_x = 1 + 0,00 = 1,00$$

Sens parallèle à (yy) : $Q_y = 1 + 0,00 = 1,00$

f- Coefficient d'accélération de zone « A »

Il est donné par le tableau (4.1 RPA 99/V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour notre cas : $\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15.$

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$\text{Sens longitudinal : } V_L = \frac{A \cdot D_L \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \cdot 1,921 \cdot 1,00}{4,00} \cdot 30468,74$$

$$\text{Donc : } \mathbf{V_L = 2194,89kN}$$

$$\text{Sens transversal : } V_T = \frac{A \cdot D_T \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0,15 \cdot 1,567 \cdot 1,00}{4,00} \cdot 30468,744$$

$$\text{Donc : } \mathbf{V_T = 1790,42kN}$$

VI-4 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode : (Tableau VI-1)

- Sens-xx : 94,6258 %
- Sens-yy : 95,2368 %

Donc la condition du RPA est vérifiée.

VI-5 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

(Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003)

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton, tiré des tables etabs.

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

N_d : tirés de tableau etabs

$$\left\{ \begin{array}{l} 1^{er} \text{ groupe} : \frac{1108,81 * 10^3}{(400 * 500) * 25} = 0,22 < 0,30 \\ 2^{ème} \text{ groupe} : \frac{711,23 * 10^3}{(450 * 350) * 25} = 0,18 < 0,30 \Rightarrow \text{Donc la condition du RPA est vérifiée.} \\ 3^{ème} \text{ groupe} : \frac{351,10 * 10^3}{(400 * 300) * 25} = 0,11 < 0,30 \end{array} \right.$$

VI-6 Vérification de l'effort sismique dynamique V_d : (ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : $V_d \geq 0,80 V_{st}$

Sens	$V_{st_{ca}}$ (kN)	$0,8 V_{st}$ (kN)	V_d (etabs)(kN)	Observation
Sens Longitudinal	2194,89	1755,912	1853,32	Vérifiée
Sens Transversal	1790,42	1432,336	1941,76	Vérifiée

Tableau VI-4 :L'effort sismique dynamique :

:

VI-9 Caractéristiques géométriques de la Structure :**VI-9-1 Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Après l'analyse automatique par le logiciel *ETABS*, on a tiré les sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

ETAGES	Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité [m]		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y	5%L _x	5%L _y
RDC	10,815	5,47	10,874	5,458	0,059	0,012	1,1	0,5975
ET1	10,813	5,46	10,853	5,418	0,04	0,042		
ET2	10,817	5,459	10,855	5,443	0,038	0,016		
ET3	10,821	5,459	10,859	5,464	0,038	0,005		
ET4	10,823	5,46	10,864	5,484	0,041	0,024		
ET5	10,823	5,46	10,868	5,5	0,045	0,04		
ET6	10,817	5,451	10,871	5,512	0,054	0,061		
ET7	10,913	5,43	10,873	5,522	0,04	0,092		
TERASSE	10,809	5,494	10,874	5,527	0,065	0,033		

Tableau VI-8 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

.

VI-9-2 .l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

.5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

.Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 ;RPA99/V2003)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 22,00$

$$e_y = 0,05 \times 11,95 = 0,597m$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = |XCR - XCM| < 5\% L_x \Rightarrow CV$$

$$e_y = |YCR - YCM| < 5\% L_y \Rightarrow CV$$

VI-10 Justification de la sécurité :**VI-10-1 Justification vis-à-vis des déformations :**

- Calcul des déplacements : (Art.4.43 ; RPA 99/V2003).

a- Le déplacement horizontal : à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ik} \quad (4.19)$$

Avec : R : Coefficient de comportement.

Δ_{ik} : Déplacement dû aux forces sismiques.

b- Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après l'Art 5.10RPA99/V2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1\% h_e$$

Tableau VI-9 : Vérification les déplacements relatifs de chaque niveau.

Sens xx :

ETAGES	Load	UX(cm)	$\Delta_{ik}(cm)$	$\Delta_k \times R(cm)$	1%H(cm)	OBS
TERASSE0-1	EX	1,2571	0,0736	0.2944	3,06	vérifiée
TERASSE	EX	1,1835	0,0974	0.3876	3,06	vérifiée
ET7	EX	1,0861	0,12	0.4800	3,06	vérifiée
ET6	EX	0,9661	0,1316	0.5264	3,06	vérifiée
ET5	EX	0,8345	0,1453	0.5812	3,06	vérifiée
ET4	EX	0,6892	0,1563	0.6252	3,06	vérifiée
ET3	EX	0,5329	0,1614	0.6456	3,06	vérifiée
ET2	EX	0,3715	0,1553	0.6212	3,06	vérifiée
ET1	EX	0,2162	0,1321	0.5284	3,06	vérifiée
RDC	EX	0,0841	0,0841	0.3364	4,08	vérifiée

Sens yy :

ETAGES	Load	UY(cm)	$\Delta_{ik}(cm)$	$\Delta_k \times R(cm)$	1% H(cm)	OBS
TERASSE0-1	EY	1,1405	0,0943	0.3772	3,06	Vérifiée
TERASSE	EY	1,0462	0,0782	0.3128	3,06	Vérifiée
ET7	EY	0,968	0,197	0.7880	3,06	Vérifiée
ET6	EY	0,771	0,1399	0.5596	3,06	Vérifiée
ET5	EY	0,6311	0,1385	0.5540	3,06	Vérifiée
ET4	EY	0,4926	0,1334	0.5336	3,06	Vérifiée
ET3	EY	0,3592	0,1233	0.4932	3,06	Vérifiée
ET2	EY	0,2359	0,106	0.4240	3,06	Vérifiée
ET1	EY	0,1299	0,0807	0.3228	3,06	Vérifiée
RDC	EY	0,0492	0,0492	0.1968	4,08	Vérifiée

c- **Déplacements maximum** : Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} = 0,01257m \leq f = \frac{H}{500} = \frac{28,56}{500} = 0,05712m \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

VI-10-2 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9 ; RPA 99/V2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1 \quad \text{Avec :}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

Story	P_K (KN)	Sens xx				Sens yy			
		$\Delta_k(cm)$	V_K (KN.)	$V_K *h$ (KN. m)	θ_k	$\Delta_k(cm)$	V_K (KN)	$V_K *h$ (KN. m)	θ_k
TERASSE0-1	165,19	0,0736	30,07	92,0142	0,0013	0,0943	27,27	83,4462	0,0019
TERASSE	3516,1	0,0974	406,76	1244,6856	0,0028	0,0782	481,28	1472,7168	0,0019
ET7	6600,57	0,12	707,29	2164,3074	0,0037	0,197	809,19	2476,1214	0,0053
ET6	10009,67	0,1316	977,09	2989,8954	0,0044	0,1399	1078,65	3300,669	0,0042
ET5	13418,17	0,1453	1222,28	3740,1768	0,0052	0,1385	1313,7	4019,922	0,0046
ET4	16826,66	0,1563	1427,63	4368,5478	0,0060	0,1334	1507,37	4612,5522	0,0049
ET3	20235,77	0,1614	1595,02	4880,7612	0,0067	0,1233	1666,54	5099,6124	0,0049
ET2	23533,52	0,1553	1718,84	5259,6504	0,0069	0,106	1788,4	5472,504	0,0046
ET1	26831,27	0,1321	1804,68	5522,3208	0,0064	0,0807	1881,64	5757,8184	0,0038
RDC	30468,74	0,0841	1853,32	7561,5456	0,0034	0,0492	1941,76	7922,3808	0,0019

Tableau VI-10 : Vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens.

VI-11 Justification du système portiques contreventé par des voiles :

Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

A- Sous charges horizontales :

a- Suivant X-X :

D'après les tableaux tirés de l'ETABS :

			V_x	V_2	V_2/V_x
TERASSE	EX	Bottom	406,76	275,53	0,5774
ET7	EX	Bottom	707,29	441,96	0,5249
ET6	EX	Bottom	977,09	549,22	0,4621
ET5	EX	Bottom	1222,28	752,24	0,5154
ET4	EX	Bottom	1427,63	894,88	0,5268
ET3	EX	Bottom	1595,02	1059,8	0,5644
ET2	EX	Bottom	1718,84	1022	0,4946
ET1	EX	Bottom	1804,68	1161,78	0,4438
RDC	EX	Bottom	1853,32	1671,49	0,6019
					4.7113

$$\frac{\sum \frac{V_2}{V_x}}{N} = 52.34\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \% \text{ des voiles} = 52.34\% \\ \% \text{ des portiques} = 47.65\% \end{array} \right.$$

V_x : effort tranchant.

V_2 : effort tranchant des voiles longitudinal.

N : nombre de niveau.

b-Sens y-y:

			V_y	V_2	V_2/V_y
TERASSE	EY	Bottom	481,28	317.178	0,6590
ET7	EY	Bottom	809,19	632.799	0,7820
ET6	EY	Bottom	1078,65	754.555	0,6995
ET5	EY	Bottom	1313,7	1006.06	0,7658
ET4	EY	Bottom	1507,37	1188.347	0,7884
ET3	EY	Bottom	1666,54	1359.444	0,8157
ET2	EY	Bottom	1788,4	1666,29	0,9317
ET1	EY	Bottom	1881,64	1763,58	0,9377
RDC	EY	Bottom	1941,76	2134,16	1,0991
					6.2789

$$\sum \frac{V_2}{V_y} = 6.2789 \times 100$$

$$\% \frac{\sum \frac{V_2}{V_y}}{N} = 69.66$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \% \text{ des voiles} = 69.66\% \\ \% \text{ des portiques} = 30.34\% \end{array} \right.$$

Justification du système de contreventement :**➤ Pour les charges verticales :**

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_t = \sum F_z = 30468.74 [KN] \Rightarrow 100\% \\ W_{voile} = 121441.79 [KN] \Rightarrow X\% \end{array} \right.$$

W_t : le poids total.

W_{voile} : le poids supporté par les voiles.

D'après les résultats d'ETABS :

$$\left\{ \begin{array}{l} X\% \text{ des voiles} = \frac{(12141.79 \times 100)}{30468.74} = 39,85\% \\ \% \text{ des portiques} = 100\% - 56.95 = 60.15\% \end{array} \right.$$

VII-1) Ferrailage des poutres :**Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

VII-1-1) Recommandations du RPA99 version 2003 :**a) Armatures longitudinales**

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

- Poutre principales de (30x40)

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$$

- Poutre secondaire de (30x35)

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x40)

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm} \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm} \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (30x35)

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm} \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm} \text{ (en zone de recouvrement)}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales

- 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 déterminé comme suit :

$$-S_{t\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$-S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre(\emptyset)des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

VII-1-2) Etapes de calcul des armatures longitudinales

a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Situation courante

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 21,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

b) Calcul des moments réduit limite :

$$\left. \begin{array}{l} f_e E400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_l = 0,392$$

On distingue deux cas

- Si $\mu < \mu_l = 0,392$ → section simplement armée **SSA**
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Si $\mu > \mu_l = 0,392$ → Section doublement armée **SDA**

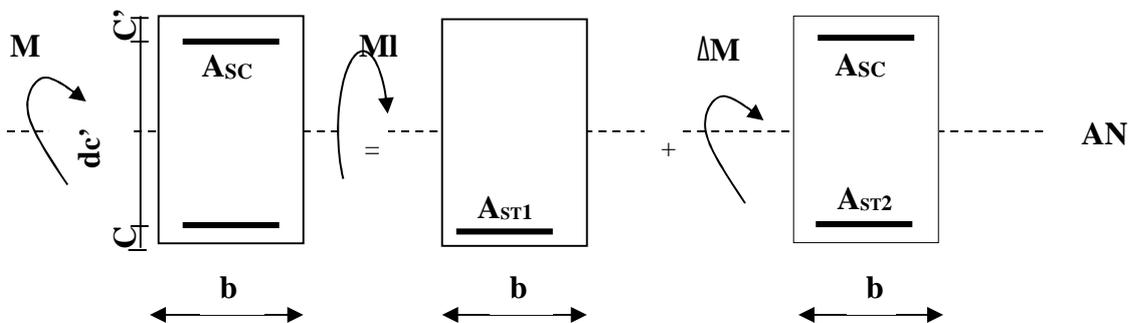


Figure VII-1-1 : ferraillage des poutres.

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{Ml}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}}$$
$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivant :

➤ Les poutres principales :En travée :

Niveaux	M_{\max} (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{st(c)}$ (m ²)	A_{\min} (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée
Terrasse	63.63	0.088	SSA	0.984	4.93	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
7 ^{ème} étage	67.13	0.090	SSA	0.977	5.20	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
6 ^{ème} étage	70.28	0.092	SSA	0.977	5.44	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
5 ^{ème} étage	70.27	0.092	SSA	0.978	5.40	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
4 ^{ème} étage	68.75	0.091	SSA	0.980	5.32	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
3 ^{ème} étage	64.96	0.088	SSA	0.980	5.03	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
2 ^{ème} étage	61.62	0.087	SSA	0.981	4.98	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
1 ^{er} étage	47.34	0.045	SSA	0.981	3.66	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²
RDC	28.72	0.041	SSA	0.981	2.22	6	3HA14+3HA12	8.01cm ²

Tableau VII-1-1 : Ferrailage des poutres principales (en travée).

Aux appuis :

Niveaux	M_{\max} (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	A_{\min} (cm^2)	Ferrailage	A_u adoptée
Terrasse	90.63	0,1154	SSA	0,9385	7,618	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
7 ^{ème} étage	95.59	0,1135	SSA	0,9396	7,487	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
6 ^{ème} étage	96.78	0,1167	SSA	0,9378	7,711	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
5 ^{ème} étage	95.47	0,1154	SSA	0,9385	7,620	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
4 ^{ème} étage	93.65	0,1123	SSA	0,9403	7,403	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
3 ^{ème} étage	89.50	0,1064	SSA	0,9436	6,989	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
2 ^{ème} étage	84.30	0,0995	SSA	0,9475	6,505	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
1 ^{er} étage	70.62	0,0824	SSA	0,9569	5,337	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2
RDC	62,89	0,0667	SSA	0,9654	4,283	6	3HA14+3HA12	8.01 cm^2

Tableau VII-1-2 : Ferrailage des poutres principales (aux appuis).

➤ Poutre secondaire :En travée :

Niveaux	M_{max} (kN.m)	μ	Obs	B	$A_{st}(cm^2)$)	A_{min} (cm^2)	Ferrailage	A_u adoptée
Terrasse	37.08	0.050	SSA	0.980	02.88	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
7 ^{ème} étage	47.01	0.065	SSA	0.974	3.66	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
6 ^{ème} étage	52.52	0.067	SSA	0.972	4.09	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
5 ^{ème} étage	60.11	0.071	SSA	0.971	4.68	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
4 ^{ème} étage	69.82	0.074	SSA	0.992	5.43	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
3 ^{ème} étage	80.39	0.077	SSA	0.993	6.26	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
2 ^{ème} étage	86.97	0.081	SSA	0.993	6.40	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
1 ^{er} étage	83.57	0.079	SSA	0.994	6.33	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2
RDC	62.18	0.072	SSA	0.995	4.84	5,25	3HA12+3HA12	6.79 cm^2

Tableau VII-1-3 : Ferrailage des poutres secondaire (en travée).

Aux appuis :

Niveaux	M _{max} (kN.m)	μ	Obs	B	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _u adoptée
Terrasse	31.97	0,0282	SSA	0,9857	1,538	5,25	3HA12	3.39cm ²
7 ^{ème} étage	44.16	0,0284	SSA	0,9856	1,552	5,25	3HA12	3.39cm ²
6 ^{ème} étage	44.56	0,0345	SSA	0,9825	1,888	5,25	3HA12	3.39cm ²
5 ^{ème} étage	46.62	0,0395	SSA	0,9798	2,170	5,25	3HA12	3.39cm ²
4 ^{ème} étage	45.60	0,0391	SSA	0,9801	2,144	5,25	3HA12	3.39cm ²
3 ^{ème} étage	43.70	0,0387	SSA	0,9803	2,122	5,25	3HA12	3.39cm ²
2 ^{ème} étage	42.40	0,0402	SSA	0,9795	2,211	5,25	3HA12	3.39cm ²
1 ^{er} étage	38.98	0,0393	SSA	0,9800	2,156	5,25	3HA12	3.39cm ²
RDC	26.86	0,0281	SSA	0,9857	1,536	5,25	3HA12	3.39cm ²

Tableau VII-1-5 : Ferrailage des poutres secondaire aux appuis.

VII-1-3) Vérification à l'ELU :**a) Justification de l'effort tranchant :**

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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

$$\text{poutre principale : } \tau_u = \frac{87,66 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\text{poutre secondaire: } \tau_u = \frac{76,51 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,77 \text{ MPa}$$

b) Vérification de la tangente du béton : (5.1. 211 /BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principale : $\tau_u = 0,23 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Poutres secondaire : $\tau_u = 0,77 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Poutres principale :

Niveaux	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$	$\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$	Observation
Terrasse	-93,90	87,66	-186,90	Vérifiée
Etage 7	-89,23	84,69	-176,21	Vérifiée
Etage 6	-89,46	86,23	-175,34	Vérifiée
Etage 5	-84,45	83,41	-163,51	Vérifiée
Etage 4	-77,03	80,42	-144,81	Vérifiée
Etage 3	-68,25	80,55	-119,74	Vérifiée
Etage 2	-62,67	80,59	-102,65	Vérifiée
Etage 1	-62,71	80,58	-102,78	Vérifiée
RDC	-62,85	80,80	-102,97	Vérifiée

Tableau VII-1-6 : L'effort tranchant au voisinage des appuis pour poutre principale.

Poutres secondaire :

Niveaux	$M_u(\text{kN.m})$	$V_u(\text{kN})$	$V_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Obs
Terrasse	-60,94	-76,51	-281,69	Vérifiée
Etage 7	-60,42	-76,06	-279,49	Vérifiée
Etage 6	-58,52	-74,79	-271,82	Vérifiée
Etage 5	-56,84	-72,75	-264,13	Vérifiée
Etage 4	-48,63	-63,08	-226,81	Vérifiée
Etage 3	-39,10	50,94	-80,70	Vérifiée
Etage 2	-33,04	43,30	-67,94	Vérifiée
Etage 1	-25,65	35,39	-50,97	Vérifiée
RDC	-17,60	25,64	-33,61	Vérifiée

Tableau VII-1-7 : L'effort tranchant au voisinage des appuis pour poutre secondaire.

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{1,5}$$

$$\text{Poutres principale } T_u = 87,66 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres secondaire } T_u = 76,51 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ kN}$$

e) **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures
poutres principale :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3,14 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{87,66 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 244,92} = 1,046 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaire :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 12) \times 3,14 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{76,51 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 2,27 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) **Ancrage des barres :**

-Longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{pour les } T_{12} \quad l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$\text{pour les } T_{14} \quad l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) à admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne : terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

Pour les T12 $La = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm} \rightarrow La = 20 \text{ cm}$

Pour les T14 $La = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm} \rightarrow La = 20 \text{ cm}$

g) **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 1,14 ; 1,4 ; 3 \} = 1,14 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h) **Calcul des espacements :**1) **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutre principales de (30x40) : $S_t = 10 \text{ cm}$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) : $S_t = 8,75 \text{ cm}$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

2) **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30x40) : $S_t = 20 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) : $S_t = 17,5 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

* selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

***Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

***poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

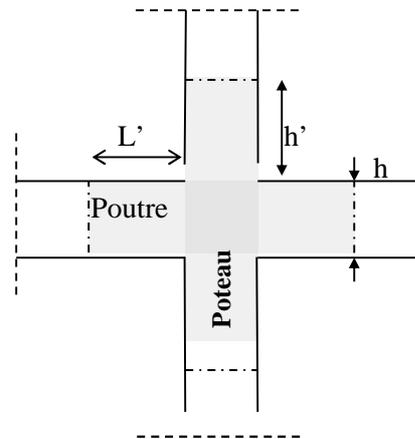
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$- h' = 65 \text{ cm}$$

$$- L' = 2 \times 40 = 80 [\text{cm}] : \text{ poutre principale de } (30 \times 40) :$$

$$- L' = 2 \times 35 = 70 [\text{cm}] : \text{ poutre secondaire de } (30 \times 35) :$$



VII-1-4) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principale (30x40) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38$$

Poutres secondaire (30x35) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

β_1 et k_1 en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

➤ **Les poutres principales :**

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Terrasse	20,17	8,01	0,703	0,878	25,98	75,47	2,90	15	Vérifiée
Etage 7	19,32	8,01	0,703	0,878	25,98	72,29	2,78	15	Vérifiée
Etage 6	19,40	8,01	0,703	0,878	25,98	72,59	2,79	15	Vérifiée
Etage 5	19,00	8,01	0,703	0,878	25,98	71,09	2,73	15	Vérifiée
Etage 4	17,51	8,01	0,703	0,878	25,98	65,52	2,52	15	Vérifiée
Etage3	16,84	8,01	0,703	0,878	25,98	63,01	2,42	15	Vérifiée
Etage 2	16,40	8,01	0,703	0,878	25,98	61,36	2,36	15	Vérifiée
Etage 1	16,32	8,01	0,703	0,878	25,98	61,06	2,35	15	Vérifiée
RDC	16,60	8,01	0,703	0,878	25,98	62,11	2,39	15	Vérifiée

Tableau VII-1-8 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales en travée à l'ELS.

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Terrasse	68,02	8.01	0,811	0,871	23.76	222,41	9,361	15	Vérifiée
Etage 7	64,61	8.01	0,811	0,871	23.76	211,26	8,892	15	Vérifiée
Etage 6	64,77	8.01	0,811	0,871	23.76	211,79	8,914	15	Vérifiée
Etage 5	61,12	8.01	0,811	0,871	23.76	199,85	8,411	15	Vérifiée
Etage 4	55,76	8.01	0,811	0,871	23.76	182,33	7,674	15	Vérifiée
Etage3	49,41	8.01	0,811	0,871	23.76	161,56	6,8	15	Vérifiée
Etage 2	44,85	8.01	0,811	0,871	23.76	146,65	6,172	15	Vérifiée
Etage 1	44,87	8.01	0,811	0,871	23.76	146,72	6,175	15	Vérifiée
RDC	44,98	8.01	0,811	0,871	23.76	147,08	6,19	15	Vérifiée

Tableau VII-1-9 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres principales aux appuis à l'ELS.

➤ Les poutres secondaires :

Travée :

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Terrasse	6,14	8.01	6,78	0,896	33,08	44,947	1,359	15	Vérifiée
Etage 7	5,94	8.01	6,78	0,896	33,08	43,483	1,314	15	Vérifiée
Etage 6	5,87	8.01	6,78	0,896	33,08	42,971	1,299	15	Vérifiée
Etage 5	5,70	8.01	6,78	0,896	33,08	41,726	1,261	15	Vérifiée
Etage 4	4,91	8.01	6,78	0,896	33,08	35,943	1,087	15	Vérifiée
Etage3	4,52	8.01	6,78	0,896	33,08	33,088	1,00	15	Vérifiée
Etage 2	4,12	8.01	6,78	0,896	33,08	30,16	0,912	15	Vérifiée
Etage 1	3,61	8.01	6,78	0,896	33,08	26,427	0,799	15	Vérifiée
RDC	3,23	8.01	6,78	0,896	33,08	23,645	0,71	15	Vérifiée

Tableau VII-1-10 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres secondaire en travée à l'ELS.

Appuis

NIV	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Terrasse	9,94	3,39	0,809	0,871	23,76	43,17	1,82	15	Vérifiée
Etage 7	9,17	3,39	0,809	0,871	23,76	39,83	1,68	15	Vérifiée
Etage 6	9,75	3,39	0,809	0,871	23,76	42,35	1,78	15	Vérifiée
Etage 5	10,04	3,39	0,809	0,871	23,76	43,61	1,84	15	Vérifiée
Etage 4	8,87	3,39	0,809	0,871	23,76	38,53	1,62	15	Vérifiée
Etage3	7,77	3,39	0,809	0,871	23,76	33,75	1,42	15	Vérifiée
Etage 2	7,22	3,39	0,809	0,871	23,76	31,36	1,32	15	Vérifiée
Etage 1	6,43	3,39	0,809	0,871	23,76	27,93	1,18	15	Vérifiée
RDC	5,28	3,39	0,809	0,871	23,76	22,93	0,97	15	Vérifiée

Tableau VII-1-11 : Vérification de la résistance du béton à la compression dans les poutres secondaire aux appuis à l'ELS.

c) Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Poutres secondaire: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres principales : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{ cm}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

$$\text{Poutres secondaire : } f = 0,0112 \text{ cm} < \bar{f} = 0,64$$

$$\text{Poutres principales : } f = 0,0314 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77$$

\Rightarrow **Donc 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.

VII-2) Ferrailage des poteaux :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section

d'une quantité : $e = \frac{M}{N}$

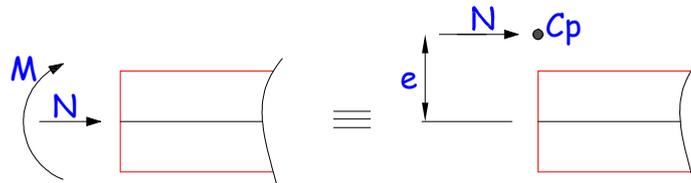


Figure VII-2-1 : L'application l'effort normal.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée.

Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$

Combinaisons de charges :

Selon le BAEL 91
$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003
$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

VII-2-1) Les Recommandations du RPA99 modifié 2003 :

A- Pour les armatures longitudinales :(Art.7.4.2.1 RPA 99/V2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de **40φ** (zone **IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

Sections des poteaux	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{min} = 0,8\% \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$
(30 × 40)	9,60	48,00	72,00
(35 × 45)	12,60	63,00	94,50
(40 × 50)	16,00	80,00	120,00

Tableau VII-2-1 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

B- Pour les armatures transversales :(Art.7.4.2.2 RPA 99/V2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7-1)$$

Avec : T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales donc la valeur est déterminée dans la formule (7-1) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone **nodale** : $t \leq \min(10\varnothing_1, 15\text{cm})$ en zone IIa

Dans la zone **courante** : $t \leq 15 \varnothing_1$ en zone IIa

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec : λ_g est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum ;

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.

VII-2-2) Résultat des sollicitations :

Les efforts (M, N) obtenues avec le logiciel ETABS sont donné dans le tableau suivant :

Sélection des M et N pour chaque niveaux :

VII-2-3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :(mentionné en chapitre 3 calcul de l'acrotère)

Exemple de calcul :

$$N_{\min} = 4,19 \text{ kN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 6,01 \text{ kN.m}$$

- Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{6,01}{4,19} = 1,43 \text{ m} > \left(\frac{h}{2} - c \right) = \left(\frac{30}{2} - 2 \right) = 0,13 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 6,01 + 4,19(0,13) = 6,55 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) b h f_{bu}$$

$$X = (0,337h - 0,81c) b h f_{bu} = [(0,337 \times 30 - 0,81 \times 2) \cdot 40 \times 30 \times 21,74 \times 0,1] / 100 = 221,48 \text{ kN.m}$$

$$Y = N_u (d - c') - M_f = 4,19(0,28 - 0,02) - 6,55 = -5,47 \text{ kN.m}$$

$Y \leq X \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,55 \times 10^6}{400 \times 280^2 \times 21,74} = 0,010$$

$\mu = 0,010 < \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,55 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 28 \cdot 400} = 0,58 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,58 - \frac{4,19 \times 10}{400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Zone	Niveau	Section [cm ²]	Sens	Sollicitation	Combinaison	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e _u [m]	h/2 - c [m]	M _r [kN.m]	X [kN.m]	Y [kN.m]	Obs
Zone III	6,7et8	30x40	X-X	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	321.16	27.98	0,07	0,13	91,78	144,66	30,26	SEC
				$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G+E _x max	8.68	4.99	1,43	0,13	6,55	221,48	-5,47	SPC
				$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	144.47	41.95	0,33	0,13	64,81	144,66	-27,99	SPC
			Y-Y	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	321.16	1.47	0,00	0,18	86,65	202,09	125,06	SEC
				$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G+E _y max	18.79	8.64	0,52	0,18	13,52	309,40	-6,60	SPC
				$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q+E _y max	80.41	24.8	0,38	0,18	42,57	82,31	-15,39	SPC
Zone II	3, 4et5	35x45	X-X	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	981.79	22.63	0,02	0,155	196,38	227,56	150,06	SEC
				$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G+E _x max	53.15	4.11	0,06	0,155	15,29	348,39	6,69	SEC
				$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	144.47	41.95	0,07	0,155	133,55	227,56	47,43	SPC
			Y-Y	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	981.79	0.497	0,00	0,205	229,87	302,93	228,33	SEC
				$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G+E _y max	18.79	8.64	0,07	0,205	11,79	463,78	6,05	SPC
				$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q+E _y min	227.48	29.24	0,25	0,205	125,48	302,93	-13,48	SEC
Zone I	1, 2et RDC	40x50	X-X	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	1531.3	6,68	0,00	0,18	306,49	336,82	292,71	SEC
				$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G+E _x max	59.17	0.618	0,01	0,18	8,50	515,67	7,44	SEC
				$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	ELU	1245.98	28.82	0,01	0,18	289,22	336,82	260,20	SEC
			Y-Y	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	ELU	1531.3	0,059	0,00	0,23	382,87	432,53	382,78	SEC
				$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,8G+E _y max	54.89	0.79	0,00	0,23	17,22	662,20	16,50	SEC
				$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	G+Q-E _y min	797.66	19.73	0,03	0,23	222,79	432,53	179,05	SEC

Tableau VII-2-2 : Le tableau des sollicitations.

Zone	Niveau	Section [cm ²]	Sens	Type de section	A _{st} [cm ²]	A' _{st} [cm ²]	A _{min} (RPA) [cm ²]	Chois A _s	A _{adop} [cm ²]
Zone III	6,7et8	30x40	X-X	SEC	0,00	0,00	9,60	4HA14 + 4HA12	10,67
				SPC	0,00	0,25			
				SPC	0,00	1,36			
			Y-Y	SEC	0,00	0,00			
				SPC	0,00	0,39			
				SPC	0,00	0,79			
Zone II	3,4et5	35x45	X-X	SEC	0,00	0,00	12,60	4HA14 + 6HA12	12,93
				SEC	0,00	0,00			
				SPC	0,00	0,86			
			Y-Y	SEC	0,00	0,00			
				SPC	0,00	0,31			
				SEC	0,00	0,00			
Zone I	1,2 et RDC	40x50	X-X	SEC	0,00	0,00	16,00	4HA16 + 6HA14	17,27
				SEC	0,00	0,00			
				SEC	0,00	0,00			
			Y-Y	SEC	0,00	0,00			
				SEC	0,00	0,00			
				SEC	0,00	0,00			

Tableau VII-2-3 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens.

VII-2-4) Vérification à l'ELU :**a- Longueur de recouvrement :**

$$\Phi 16 \Rightarrow L_r = 40 \quad \Phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi 14 \Rightarrow L_r = 40 \quad \Phi_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi 12 \Rightarrow L_r = 40 \quad \Phi_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

b- Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 RPA 99/V2003).

Au niveau des poutres : $L' = 2 h$; Avec : h = hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

Poteaux des RDC $h' = \max(408/6=68 ; 40 ; 50 ; 60) = 68 \text{ cm} \Rightarrow h' = 70 \text{ cm}$

Poteaux de étage courant $h' = \max (306 /6=51 ; 40 ; 50 ; 60)=60 \text{ cm} \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$

Avec : b_1, h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu de poteau

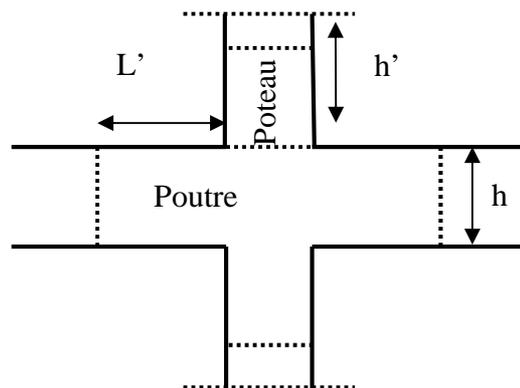


Figure VII-2-3 : Délimitation de la zone nodale.

a- Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

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

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{h} > 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élanement géométrique du poteau.

l_f : longueur du flambement du poteau.

- Pour l'étage courant :

$$l_f = 0,707 l_0 = 0,707 \times 3,06 = 2,163 \text{ m}$$

- Pour RDC :

$$l_f = 0,707 l_0 = 0,707 \times 4,08 = 2,884 \text{ m}$$

Les résultats sont les suivants :

Niveau	Sens	V_u [kN]	Comb	b (m)	d (m)	λ_g	ρ_d	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Obs
6,7et8	X-X	25,85	G+Q+E _x	0,40	0,38	5,40	0,075	0,17	1,87	CV
	Y-Y	43,16	G+Q+E _y	0,30	0,28	7,21	0,075	0,51	1,87	
3,4et5	X-X	47,58	G+Q+E _x	0,45	0,43	4,80	0,04	0,24	1,00	CV
	Y-Y	46,61	G+Q-E _y	0,35	0,33	6,18	0,075	0,40	1,87	
2 et 1	X-X	61,63	G+Q+E _x	0,50	0,48	4,32	0,04	0,25	1,00	CV
	Y-Y	38,79	G+Q+E _y	0,40	0,38	5,40	0,075	0,25	1,87	
RDC	X-X	15,05	G+Q+E _x	0,50	0,48	5,76	0,075	0,06	1,87	CV
	Y-Y	9,47	G+Q+E _y	0,40	0,38	7,21	0,075	0,06	1,87	

Tableau VII-2-3 : Vérification des efforts tranchant dans les poteaux dans les deux sens.

VII-2-5) Vérification à l'ELS :**a- Etat limite de compression du béton : [Art4.5.2/BAEL91]**

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

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

$$\mathbf{A- Si : } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \Leftrightarrow \text{La section est entièrement comprimée (SEC).}$$

- L'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- La position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0,5h - d') - A_s (d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0,5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Enfin ; on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\mathbf{B- Si : } \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \quad \Leftrightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

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 : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$\text{Avec : } p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \operatorname{arccos}\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

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 de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

b- Contrainte de l'acier :

On vérifie :

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

Zone	Niveaux	Section [cm ²]	Sens	Sollicitation	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e _s [m]	h/6 [m]	Nature	σ_b sup [MPa]	σ_b inf [MPa]	Obs	σ_s sup [MPa]	σ_s inf [MPa]	Obs
Zone III	6,7 et 8	30x40	X-X	$N_{\max} \rightarrow M_{corr}$	+340,70	21,96	0,06	0,05	SPC	5,39	0,00	CV	80,00	-3,06	CV
				$N_{\min} \rightarrow M_{corr}$	+28,32	6,52	0,23	0,05	SPC	1,33	0,00		19,50	-28,90	
				$M_{\max} \rightarrow N_{corr}$	+95,88	31,10	0,32	0,05	SPC	6,21	0,00		90,50	-171,60	
			Y-Y	$N_{\max} \rightarrow M_{corr}$	+340,73	1,59	0,32	0,06	SPC	2,72	2,42		40,80	36,30	
				$N_{\min} \rightarrow M_{corr}$	+28,300	6,39	0,00	0,06	SEC	0,99	0,00		14,60	-15,60	
				$M_{\max} \rightarrow N_{corr}$	+91,78	18,23	0,23	0,06	SPC	2,84	0,00		42,00	-37,60	
Zone II	3,4et5	35x45	X-X	$N_{\max} \rightarrow M_{corr}$	+809,33	16,40	0,02	0,05	SEC	5,81	3,21	CV	86,80	49,00	CV
				$N_{\min} \rightarrow M_{corr}$	+131,88	5,28	0,04	0,05	SEC	1,15	0,32		17,20	4,98	
				$M_{\max} \rightarrow N_{corr}$	423,42	30,81	0,07	0,05	SEC	4,78	0,00		71,00	0,00	
			Y-Y	$N_{\max} \rightarrow M_{corr}$	+809,33	0,58	0,00	0,07	SEC	4,68	4,61		70,30	69,10	
				$N_{\min} \rightarrow M_{corr}$	+131,88	6,57	0,05	0,07	SEC	1,18	0,33		17,60	5,07	
				$M_{\max} \rightarrow N_{corr}$	+366,73	19,57	0,05	0,07	SEC	3,37	0,84		50,30	12,90	
Zone I	2, 1 et RDC	40x50	X-X	$N_{\max} \rightarrow M_{corr}$	+1205,03	4,87	0,00	0,06	SEC	5,65	5,11	CV	84,60	76,70	CV
				$N_{\min} \rightarrow M_{corr}$	+546,72	4,43	0,01	0,06	SEC	2,69	2,19		40,20	33,00	
				$M_{\max} \rightarrow N_{corr}$	+1104,97	10,33	0,01	0,06	SEC	5,50	4,36		82,40	65,50	
			Y-Y	$N_{\max} \rightarrow M_{corr}$	+1205,03	0,02	0,00	0,08	SEC	5,45	5,44		81,70	81,70	
				$N_{\min} \rightarrow M_{corr}$	+546,72	2,44	0,00	0,08	SEC	2,58	2,36		38,70	35,40	
				$M_{\max} \rightarrow N_{corr}$	+774,08	4,53	0,01	0,08	SEC	3,71	3,29		55,50	49,40	

Tableau VII-2-4 : Vérification de la contrainte du béton.

Zone	Niveaux	Section [cm ²]	Sens	Sollicitation	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e _s [m]	h/6 [m]	Nature	σ_b sup [MPa]	σ_b inf [MPa]	Obs
Zone III	6,7 et 8	30x40	X-X	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+340,70	21,96	0,06	0,05	SPC	5,39	0,00	CV
				$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+28,32	6,52	0,23	0,05	SPC	1,33	0,00	
				$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	+95,88	31,10	0,32	0,05	SPC	6,21	0,00	
			Y-Y	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+340,73	1,59	0,32	0,06	SPC	2,72	2,42	
				$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+28,300	6,39	0,00	0,06	SEC	0,99	0,00	
				$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	+91,78	18,23	0,23	0,06	SPC	2,84	0,00	
Zone II	3,4et5	35x45	X-X	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+809,33	16,40	0,02	0,05	SEC	5,81	3,21	CV
				$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+131,88	5,28	0,04	0,05	SEC	1,15	0,32	
				$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	423,42	30,81	0,07	0,05	SEC	4,78	0,00	
			Y-Y	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+809,33	0,58	0,00	0,07	SEC	4,68	4,61	
				$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+131,88	6,57	0,05	0,07	SEC	1,18	0,33	
				$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	+366,73	19,57	0,05	0,07	SEC	3,37	0,84	
Zone I	2, 1 et RDC	40x50	X-X	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+1205,03	4,87	0,00	0,06	SEC	5,65	5,11	CV
				$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+546,72	4,43	0,01	0,06	SEC	2,69	2,19	
				$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	+1104,97	10,33	0,01	0,06	SEC	5,50	4,36	
			Y-Y	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+1205,03	0,02	0,00	0,08	SEC	5,45	5,44	
				$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	+546,72	2,44	0,00	0,08	SEC	2,58	2,36	
				$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	+774,08	4,53	0,01	0,08	SEC	3,71	3,29	

c- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

VII-2-6) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées d'une manière à empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois.

Diamètre des aciers :

$$\phi_t = \frac{\phi_{l_{\max}}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$$

ϕ_t : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$.

L'espacement S_t :

Il est calculé la section d'armature A_t :

✓ **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \min(10\phi_1 = 16 ; 15\text{cm})$. $\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

✓ **Dans la zone courante** : $t \leq 15 \phi_1 = 24 \Rightarrow S_t = 15\text{ cm}$.

Ou ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art 7.4.2.2RPA99/V2003})$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

Exemple : $l_0 = 306\text{ cm}$

$$\text{Poteau de } (30 \times 40)\text{ cm}^2 : \lambda_y = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 306}{30} = 7,21 ; \lambda_x = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 306}{40} = 5,40$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 45)\text{ cm}^2 : \lambda_y = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 306}{35} = 6,18 ; \lambda_x = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 306}{45} = 4,80$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 50)\text{ cm}^2 : \lambda_y = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 306}{40} = 5,40 ; \lambda_x = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 306}{50} = 4,32$$

$$\text{Poteau de RDC } (40 \times 50)\text{ cm}^2 : \lambda_y = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 408}{40} = 7,21 ; \lambda_x = \frac{l_f}{h} = \frac{0,707 \times 408}{50} = 5,76$$

D'après l'RPA :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

La quantité minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_1} \text{ en \%}$$

En zone nodale : ($S_t = 10\text{cm}$)

Dans la zone courante : ($S_t = 15\text{cm}$)

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Sens	Section [cm ²]	V _u [kN]	b [cm]	λ _g	ρ ₁	A _t ^{min} ZN [cm ²]	A _t ^{min} ZC [cm ²]	A _t ZN [cm ²]	A _t ZC [cm ²]
6,7et 8	X-X	30x40	25,85	40	5,40	2,5	1,20	1,80	0,40	0,60
	Y-Y	30x40	43,16	30	7,21	2,5	0,90	1,35	0,67	1,00
3,4et5	X-X	35x45	47,58	45	4,80	3,75	2,47	3,71	0,99	1,48
	Y-Y	35x45	46,61	35	6,18	2,5	1,05	1,57	0,60	0,90
1et2	X-X	40x50	61,63	50	4,32	3,75	2,75	4,12	1,15	1,73
	Y-Y	40x50	38,79	40	5,40	2,5	1,20	1,80	0,44	0,66
RDC	X-X	40x50	15,05	50	5,76	2,5	1,50	2,25	0,18	0,28
	Y-Y	40x50	9,47	40	7,21	2,5	1,20	1,80	0,11	0,16

Tableau VII-2-7 : Sections des armatures transversales.

D'où :

Les armatures transversales des poteaux (30x40) seront composées de 2 cadres HA8 (4,01 m²)

Les armatures transversales des poteaux (35x45) seront composées de 2 cadres HA8 (4,01 m²)

Les armatures transversales des poteaux (40x50) seront composées de 2 cadres HA8 (4,01 m²)

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 φ_t minimum ;

Conclusion :

	Niveau	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	RDC ,1et2	40x50	4HA16+6HA14	4HA8
Zone II	3,4et 5	35x45	4HA14+6HA12	
Zone III	6, 7et8	30x40	4HA14+4HA12	

Tableau VII-2-8 : Ferrailage final des poteaux.

VIII- Ferrailage des voiles :**VIII-1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VIII-2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

VIII-3 Ferrailage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

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 : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage

Zone II : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage

Zone III : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage

VIII-4 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile,

I : inertie du voile,

V, V' : bras de levier avec : $V = V' = \frac{L}{2}$,

L : longueur du voile.

Dans les calculs, il est de pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur « d », tel que : $d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right\}$ [Art 7.7.4 RPA99/V2003]

Avec L_c : longueur de la zone comprimée, $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

h_e : hauteur du voile calculé entre nu du plancher.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

b) Calcul des efforts normaux :

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

e : épaisseur du voile

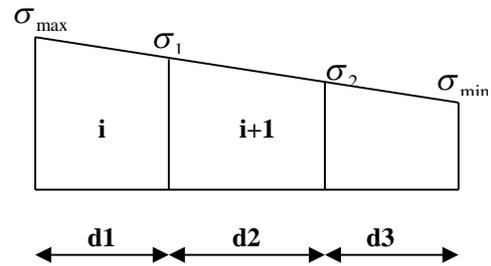


Figure VIII-1 : Section entièrement

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

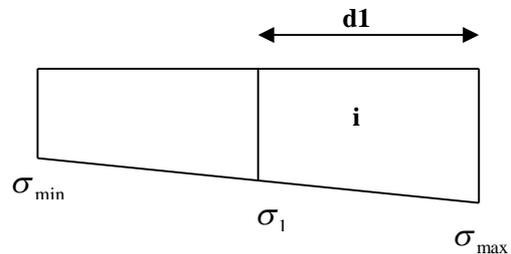


Figure VIII-2 : Section entièrement tendue.

- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

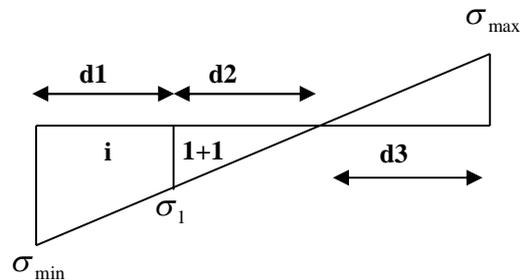


Figure VIII-3 : Section partiellement comprimée.

c) Armatures verticales :**- Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B_t : section de la bande $B_t = d \cdot e$

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec B : section du béton comprimé.

- Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad 0,005 \cdot B \right\}$$

- Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \max \left\{ \frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

d) Armatures minimales : (RPA 99) :

$$A_{\min} \geq 2\%(B^t) \quad ; \quad B^t : \text{section du béton tendu.}$$

e) Armature horizontales : [Art 7.7.4.2 RPA99/V2003]

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10Φ , la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad B : \text{section du voile [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]}$$

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

$$\text{D'où : } A_h \geq \max \left\{ \frac{A_{vT}}{4} \quad ; \quad 0,15\%(B) \right\}$$

→ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

f) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1,54 \cdot V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

g) Armatures transversal :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement.

Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

h) Les potelets :

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voiles formant ainsi des potelets, la section totales de ces armatures doit être au moins égales à $4HA10$.

i) Règles communes :**Espacement**

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq \min \{1,5(e) ; 30\text{cm}\}$ Aux extrémités du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.

Longueur de renversement

Elle est de :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

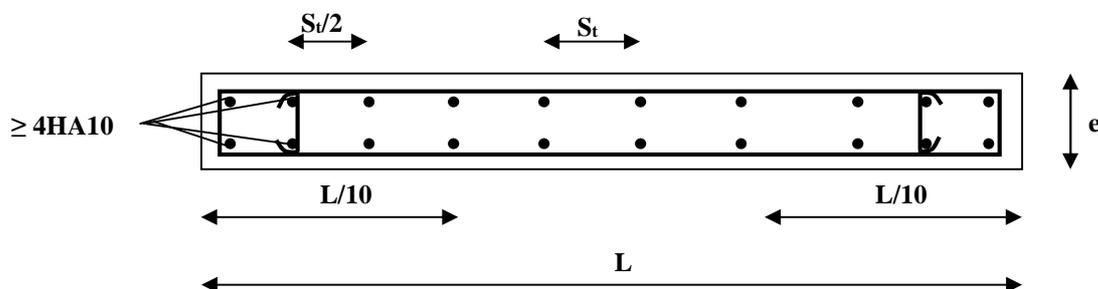


Figure VIII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII-5 Vérification à L'ELS :**1- Contrainte du béton à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \cdot A_v}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal de service,

B : section du béton comprimé,

A_v : section d'armatures verticales.

2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot T_k}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile,

d : Hauteur utile ($d = 0,9h$),

h : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

VIII-6 Exemple de calcul de voile (VT1 et VT5) :**1- Caractéristiques géométriques**

$$L = 3,50\text{m} \quad ; \quad e = 0,20\text{m} \quad ; \quad B = 0,70\text{m}^2 \quad ; \quad I = 0,715\text{m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1,75\text{m}.$$

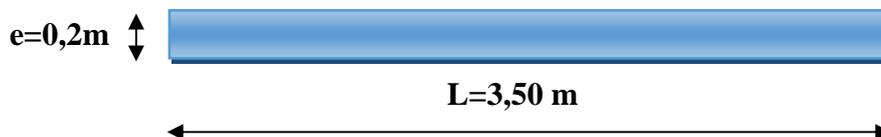


Figure VIII-5 : Coupe du voile transversal.

2- Sollicitation de calcul :

$$N_{\min} = -262,10\text{kN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 3027,49\text{kN.m}$$

$$N_{\max} = 3643,74\text{kN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 5360,01\text{kN.m}$$

$$M_{\max} = 5360,01\text{kN.m} \Rightarrow N_{\text{corr}} = 3643,74\text{kN}$$

$$N_s = 2041,31\text{kN}$$

$$V_u = 550,62\text{kN}$$

1^{er} cas : $N = N_{\min} = -262,10\text{kN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{-262,10}{0,70} + \frac{3027,49 \times 1,75}{0,715} = +7035,51\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{-262,10}{0,70} - \frac{3027,49 \times 1,725}{0,715} = -7784,37\text{kN/m}^2$$

2^{ème} cas : $N = N_{\max} = 3643,74\text{kN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{3643,74}{0,70} + \frac{5360,01 \times 1,75}{0,715} = +18324,25\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{3643,74}{0,70} - \frac{5360,01 \times 1,725}{0,715} = -7913,56\text{kN/m}^2$$

3^{ème} cas : $M = M_{\max} = 5360,01\text{kN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{3643,74}{0,7} + \frac{5360,01 \times 1,75}{0,715} = +18324,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{3643,74}{0,70} - \frac{5360,01 \times 1,75}{0,715} = -7913,56\text{kN/m}^2$$

$\sigma_{\max} > 0$ et $\sigma_{\min} < 0 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Le cas le plus défavorable est celui de N_{\min} dans lequel, l'effort de traction est plus important.

3- Calcul de « d » :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{7035,51}{7035,51 + 7784,37} \cdot (3,50) = 1,66\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,50 - 1,66 = 1,84 \text{ m}$$

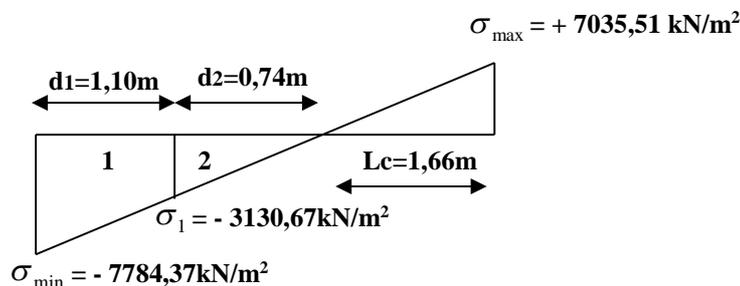
$$\Rightarrow d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{m} ; \frac{2L_c}{3} = \frac{2(1,66)}{3} = 1,10\text{m} \right\}$$

1^{ère} bande : $d_1 = 1,10\text{m}$

2^{ème} bande : $d_2 = L_t - d_1 = 1,84 - 1,10 = 0,74\text{m}$

4- Calcul de la contrainte « σ_1 » :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{-7784,37(1,84 - 1,10)}{1,84} = -3130,67\text{kN/m}$$



5- Détermination des efforts normaux :

$$\text{1}^{\text{ère}} \text{ bande : } N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{-7784,37 - 3130,67}{2} \times 1,10 \times 0,2 = -1200,65 \text{ kN.}$$

$$\text{2}^{\text{ème}} \text{ bande : } N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{-3130,67}{2} \times 0,72 \times (0,2) = -225,40 \text{ kN.}$$

Le signe (-) indique que les efforts N_{ui} et N_{ui+1} sont de traction.

6-Calcul des armatures verticales :

$$\text{1}^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{1200,65 \times 10}{400} = 30,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{2}^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{225,40 \times 10}{400} = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \cdot (550,62)}{400} \times 10 = 21,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{1}^{\text{ère}} \text{ bande : } A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 30,01 + 21,19/4 = 35,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{2}^{\text{ème}} \text{ bande : } A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 5,63 + 21,19/4 = 10,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot \frac{B^t \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B^t ; \frac{0,2 \cdot B^t}{100} \right\} ; B_t = L_t(e) = 1,84 \cdot (0,20) = 0,368 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot \frac{0,368 \times 2,1}{400} ; 0,005 \cdot (0,368) ; \frac{0,2 \cdot (0,368)}{100} \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 4,44 ; 18,40 ; 7,236 \} \Rightarrow A_{\min} = 18,40 \text{ cm}^2 < A_{v1} + A_{v2}$$

Choix des armatures :

$$\text{1}^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{v1} = 35,30 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \times 12 \text{ HA}14 (36,94 \text{ cm}^2)$$

Esp = 9 cm

$$\text{2}^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{v2} = 10,93 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2 \times 5 \text{ HA}14 (15,38 \text{ cm}^2)$$

Esp = 15 cm

7- Armatures horizontales :

$$\text{Selon le RPA 99 } A_h \geq \frac{0,15 \cdot B}{100} = \frac{0,15 \cdot (350 \times 20)}{100} = 10,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon le BAEL } A_h \geq \frac{A_{vT}}{4} = \frac{A_{v1} + A_{v2}}{4} = \frac{30,01 + 5,63}{4} = 8,91 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_h = 10,50 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 7 \text{ HA}10 = 10,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

8- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

On opte pour 4 épingles de HA8/m².

9-Vérification à l'ELS :**a) Espacement des barres :**

$$\text{Esp} \leq \min \{ 1,5(e) ; 30\text{cm} \} = \min \{ 30\text{cm} ; 30\text{cm} \}$$

$$\Rightarrow E_{sp}^{\max} = 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{2041,31}{(7000) + 15 \cdot (36,94 + 15,38)} \times 10 = \mathbf{2,62 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement :**RPA :**

$$\tau = \frac{1,4 \cdot T_u}{0,9 \cdot e \cdot h} = \frac{1,4 \cdot (550,62)}{20 \times 0,9 \times 350} \times 10 = \mathbf{1,22 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \tau \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

BAEL 91 :

$$\tau = \frac{T_u}{0,9 \cdot e \cdot h} = \frac{(550,62)}{20 \times 0,9 \times 350} \times 10 = \mathbf{0,87 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = \min \left\{ \frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} > \tau \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les espacements qui se trouvent sur les tableaux au-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)

Les sections des armatures horizontales calculées et adoptées sont pour une bande de 1ml de hauteur.

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Zone	Voile Transversal								
	VT1 et VT5			VT2 et VT6			VT3et VT4		
	Sollicitation		Combinaison	Sollicitation		Combinaison	Sollicitation		Combinaison
Zone I	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _y max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _y min	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max
	-262,10	3027,49		-346,42	2833,44		-348,30	219,85	
	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _y min	N_{max}	M_{cor}	G+Q-E _y min	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _x min
	+3643,74	5360,01		+3364,24	5079,02		+2279,67	130,15	
	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y min	N_{cor}	M_{max}	G+Q-E _y min	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y min
	+3643,74	5360,01		+3364,24	5079,02		+1384,53	748,53	
Zone II	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _y max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _y min	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max
	-297,98	703,92		-329,56	776,89		+19,73	80,43	
	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _y min	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _y min	N_{max}	M_{cor}	ELU
	+2031,97	2292,44		+1865,40	1587,72		+811,85	148,18	
	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y min	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y max	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y max
+2031,97	2292,44	-14,75		1999,07	+520,55		365,67		
Zone III	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max
	+36,98	46,20		+27,93	138,66		-30,72	34,83	
	N_{max}	M_{cor}	ELU	N_{max}	M_{cor}	ELU	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _x min
	+794,03	293,39		+703,03	353,41		+693,04	172,89	
	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y max	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y min	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y min
+432,52	698,96	+659,97		708,69	+501,02		241,71		

Tableau VIII-1 : Les combinaisons d’actions sismiques et d’actions dues aux charges verticales dans les voiles transversaux.

Zone	Voile Longitudinal								
	VL1, VL5, VL6 et VL9			VL2, VL4, VL7 et VL8			VL3		
	Sollicitation		Combinaison	Sollicitation		Combinaison	Sollicitation		Combinaison
Zone I	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _y max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _y max
	-495,06	105,06		+632,65	26,93		+174,58	42,58	
	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _y min	N_{max}	M_{cor}	ELU	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _y min
	+1942,66	60,51		+2382,81	27,22		+1738,28	39,58	
	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _x max	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _x max	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _x min
	+573,12	885,67		+1339,35	980,65		+1311,06	978,21	
Zone II	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max
	+120,51	19,64		+363,15	168,53		+386,78	366,84	
	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _y min	N_{max}	M_{cor}	ELU	N_{max}	M_{cor}	ELU
	+1602,78	426,36		+1792,02	267,06		+1898,49	413,14	
	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _y min	N_{cor}	M_{max}	ELU	N_{cor}	M_{max}	G+Q-E _x max
	+1262,38	711,50		+1663,35	872,81		+1246,98	922,79	
Zone III	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _x max	N_{min}	M_{cor}	0,8G+E _y max
	-56,02	118,79		+88,09	148,94		+56,56	8,19	
	N_{max}	M_{cor}	G+Q+E _x min	N_{max}	M_{cor}	ELU	N_{max}	M_{cor}	ELU
	+452,24	153,95		+742,32	91,26		+552,63	111,80	
	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _x max	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _x max	N_{cor}	M_{max}	G+Q+E _x min
	+78,18	245,43		+441,20	251,34		+426,15	229,25	

Tableau VIII-2 : Les combinaisons d’actions sismiques et d’actions dues aux charges verticales dans les voiles longitudinaux.

Tableau VIII-3 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1 et VT5).

			Zone			
			I	II	III	
Caractéristique géométriques	L	[m]	3,50	3,50	3,50	
	B	[m ²]	0,70	0,70	0,70	
	I	[m ⁴]	0,715	0,715	0,715	
N _{min}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+7035,51	+1298,20	+165,97	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-7784,37	-2149,57	-60,31	
N _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+18324,25	+8516,95	+1852,83	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-7913,56	-2711,32	+415,82	
M _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+18324,25	+8516,95	+2329,62	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-7913,56	-2711,32	-1093,85	
	V _u	[kN]	550,62	490,48	298,67	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
	L _c	[m]	1,66	1,32	2,38	
	L _t	[m]	1,84	2,18	1,12	
	d₁	[m]	1,10	0,88	1,12	
	d₂	[m]	0,74	1,30	1,26	
	σ_1	[kN/ m ²]	-3130,67	-1283,68	+1235,77	
	A _{vj}	[cm ²]	21,19	18,88	11,50	
	A _{min}	[cm ²]	18,10	21,82	14,18	
Ferrailage Vertical	Bande 1	N ₁	[kN]	-1200,65	-301,78	-131,26
		A _{v1}	[cm ²]	30,01	7,54	3,28
		A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	[cm ²]	35,30	12,27	6,16
		Choix		2x12HA14	2x10HA12	2x10HA12
		A ₁ adopté	[cm ²]	36,94	22,62	22,62
		esp	[cm]	9	9	11
	Bande 2	N ₂	[kN]	-225,40	-167,28	+450,45
		A _{v2}	[cm ²]	5,63	4,18	0,00
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	[cm ²]	10,93	8,90	2,87
		Choix		2x5HA14	2x9HA12	2x8HA12
		A ₂ adopté	[cm ²]	18,38	22,36	18,10
		esp	[cm]	15	15	16
Ferrailage Horizontal	A _h (RPA)	[cm ²]	10,50	10,50	10,50	
	A _h (BAEL)	[cm ²]	8,91	2,93	0,82	
	Choix		2x7HA10	2x7HA10	2x7HA10	
	A _h adopté	[cm ²]	10,98	10,98	10,98	
	esp	[cm]	15	15	15	
	A _t	[cm ²]	4HA8/ m ²			
Vérification des contraintes à l'ELS	N _s	[kN]	2041,31	1055,06	580,30	
	σ_b	[MPa]	2,62	1,38	0,78	
	τ_b	[MPa]	1,22	1,09	0,36	
	τ_u	[MPa]	0,87	0,78	0,26	

Tableau VIII-4 : Ferrailage des voiles transversaux (VT2 et VT6).

			Zone			
			I	II	III	
Caractéristique géométriques	L	[m]	3,40	3,40	3,40	
	B	[m ²]	0,68	0,68	0,68	
	I	[m ⁴]	0,655	0,655	0,655	
N _{min}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+6843,77	+1531,50	+400,92	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-7862,65	-2500,80	-308,77	
N _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+18128,26	+6863,61	+1901,02	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-8233,43	-1377,14	+116,71	
M _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+18128,26	+5166,21	+2809,70	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-8233,43	-5209,59	-868,62	
	V _u	[kN]	507,36	426,78	271,68	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
	L _c	[m]	1,58	1,69	1,89	
	L _t	[m]	1,82	1,71	1,51	
	d₁	[m]	1,05	1,13	1,10	
	d₂	[m]	0,77	0,58	0,41	
	σ_1	[kN/ m ²]	-3320,96	-1761,16	-85,93	
	A _{vj}	[cm ²]	19,53	16,43	19,82	
	A _{min}	[cm ²]	18,18	16,82	15,06	
Ferrailage Vertical	Bande 1	N ₁	[kN]	-1174,28	-787,69	-44,52
		A _{v1}	[cm ²]	29,36	19,69	1,11
		A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	[cm ²]	30,95	23,80	6,07
		Choix		2x11HA14	2x11HA12	2x10HA12
		A ₁ adopté	[cm ²]	33,88	24,86	22,64
		esp	[cm]	10	10	11
	Bande 2	N ₂	[kN]	-254,97	-101,64	-3,49
		A _{v2}	[cm ²]	6,34	2,54	0,08
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	[cm ²]	7,96	6,65	4,04
		Choix		2x6HA14	2x8HA12	2x7HA12
		A ₂ adopté	[cm ²]	18,47	18,10	15,83
		esp	[cm]	13	14	15
Ferrailage Horizontal	A _h (RPA)	[cm ²]	10,20	10,20	10,20	
	A _h (BAEL)	[cm ²]	8,93	5,55	0,30	
	Choix		2x7HA10	2x7HA10	2x7HA10	
	A _h adopté	[cm ²]	10,98	10,98	10,98	
	esp	[cm]	15	15	15	
	A _t	[cm ²]	4HA8/ m ²			
Vérification des contraintes à l'ELS	N _s	[kN]	1809,41	925,33	514,97	
	σ_b	[MPa]	2,40	1,26	0,38	
	τ_b	[MPa]	1,16	0,97	1,17	
	τ_u	[MPa]	0,83	0,70	0,84	

Tableau VIII-5 : Ferrailage des voiles transversaux (VT3 et VT4).

			Zone			
			I	II	III	
Caractéristique géométriques	L	[m]	1,75	1,75	1,75	
	B	[m ²]	0,35	0,35	0,35	
	I	[m ⁴]	0,089	0,089	0,089	
N _{min}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+1164,20	+844,26	+253,42	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-3143,06	-731,51	-428,96	
N _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+7788,28	+3771,13	+3673,31	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	+5238,40	+868,01	+286,49	
M _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+14607,51	+5069,36	+3799,25	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-12517,97	-2094,78	-936,28	
	V _u	[kN]	146,07	140,24	124,94	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
	L _c	[m]	0,94	0,94	0,65	
	L _t	[m]	0,81	0,81	1,10	
	d₁	[m]	0,63	0,63	0,43	
	d₂	[m]	0,18	0,19	0,67	
	σ_1	[kN/ m ²]	-2783,80	-168,74	-260,12	
	A _{vj}	[cm ²]	5,62	5,40	4,81	
	A _{min}	[cm ²]	8,01	6,12	11,00	
Ferrailage Vertical	Bande 1	N ₁	[kN]	-906,95	-56,26	-29,83
		A _{v1}	[cm ²]	24,02	1,41	0,75
		A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	[cm ²]	25,43	2,76	1,95
		Choix		2x7HA16	2x6HA12	2x5HA12
		A ₁ adopté	[cm ²]	28,14	13,57	11,31
		esp	[cm]	9	10	9
	Bande 2	N ₂	[kN]	-50,00	-3,16	-17,35
		A _{v2}	[cm ²]	1,25	0,08	0,43
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	[cm ²]	2,66	1,43	1,64
		Choix		2x2HA16	2x2HA14	2x5HA12
		A ₂ adopté	[cm ²]	8,04	6,16	11,31
		esp	[cm]	9	9	13
Ferrailage Horizontal	A _h (RPA)	[cm ²]	5,25	5,25	5,25	
	A _h (BAEL)	[cm ²]	6,31	0,28	0,29	
	Choix		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
	A _h adopté	[cm ²]	7,84	7,84	7,84	
	esp	[cm]	20	20	20	
	A _t	[cm ²]	4HA8/ m ²			
Vérification des contraintes à l'ELS	N _s	[kN]	1326,34	593,97	462,58	
	σ_b	[MPa]	3,34	1,56	1,21	
	τ_b	[MPa]	0,65	0,62	0,55	
	τ_u	[MPa]	0,46	0,44	0,40	

Tableau VIII-6 : Ferrailage des voiles longitudinaux(VL1, VL5, VL6et VL9).

			Zone			
			I	II	III	
Caractéristique géométriques	L	[m]	1,50	1,50	1,50	
	B	[m ²]	0,30	0,30	0,30	
	I	[m ⁴]	0,056	0,056	0,056	
N _{min}	σ _{max}	[kN/ m ²]	-249,40	+663,65	+1397,13	
	σ _{min}	[kN/ m ²]	-3051,00	+139,83	-1770,60	
N _{max}	σ _{max}	[kN/ m ²]	+7282,20	+11027,40	+3560,13	
	σ _{min}	[kN/ m ²]	+5668,86	-342,20	-545,20	
M _{max}	σ _{max}	[kN/ m ²]	+13719,33	+13694,60	3533,00	
	σ _{min}	[kN/ m ²]	-9898,53	-5278,73	-3011,80	
	V _u	[kN]	203,90	165,24	119 ,98	
	Observation		SET	SPC	SPC	
	L _c	[m]	0	1,08	0,66	
	L _t	[m]	1,50	0,42	0,84	
	d ₁	[m]	0,75	0,42	0,43	
	d ₂	[m]	0,75	0,66	0,41	
	σ ₁	[kN/ m ²]	-1525,50	+8415,86	-856,18	
	A _{vj}	[cm ²]	7,85	6,36	4,62	
	A _{min}	[cm ²]	15	4,19	8,38	
Ferrailage Vertical	Bande 1	N ₁	[kN]	-343,23	-221,70	-113,74
		A _{v1}	[cm ²]	8,58	5,54	2,84
		A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	[cm ²]	10,54	7,13	4,00
		Choix		2x7HA12	2x4HA12	2x4HA12
		A ₁ adopté	[cm ²]	15,84	9,04	9 ,04
		esp	[cm]	11	11	11
	Bande 2	N ₂	[kN]	-114,41	1471,10	-34,71
		A _{v2}	[cm ²]	2,86	0,00	0,86
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	[cm ²]	4,82	1,59	2,02
		Choix		2x7HA12	2x5HA12	2x3HA12
		A ₂ adopté	[cm ²]	15,84	11,30	6,78
		esp	[cm]	11	13	14
Ferrailage Horizontal	A _h (RPA)	[cm ²]	4,50	4,50	4,50	
	A _h (BAEL)	[cm ²]	2,86	1,38	0,93	
	Choix		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
	A _h adopté	[cm ²]	7,84	7,84	7,84	
	esp	[cm]	20	20	20	
	A _t	[cm ²]	4HA8/ m ²			
Vérification des contraintes à l'ELS	N _s	[kN]	910,21	1041,33	289,86	
	σ _b	[MPa]	2,67	3,18	0,91	
	τ _b	[MPa]	1,05	0,85	0,62	
	τ _u	[MPa]	0,75	0,61	0,44	

Tableau VIII-7 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL2, VL4, VL7et VL8).

			Zone			
			I	II	III	
Caractéristique géométriques	L	[m]	1,55	1,55	1,55	
	B	[m ²]	0,31	0,31	0,31	
	I	[m ⁴]	0,062	0,062	0,062	
N _{min}	σ _{max}	[kN/ m ²]	+2377,08	+3275,88	+2143,97	
	σ _{min}	[kN/ m ²]	+1704,53	+932,98	-1575,65	
N _{max}	σ _{max}	[kN/ m ²]	+8026,38	+9115,48	+3534,14	
	σ _{min}	[kN/ m ²]	+7346,59	+2445,93	+1255,02	
M _{max}	σ _{max}	[kN/ m ²]	+16565,85	+6320,03	+4561,71	
	σ _{min}	[kN/ m ²]	-7924,88	-4698,48	-1715,25	
	V _u	[kN]	227,61	297,87	124,14	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
	L _c	[m]	1,05	0,89	0,89	
	L _t	[m]	0,50	0,66	0,66	
	d1	[m]	0,50	0,38	0,38	
	d2	[m]	0,55	0,28	0,28	
	σ ₁	[kN/ m ²]	8640,96	-1997,17	-663,74	
	A _{vj}	[cm ²]	8,76	11,46	11,46	
	A _{min}	[cm ²]	5,02	6,11	4,40	
Ferrailage Vertical	Bande 1	N ₁	[kN]	-396,24	-254,43	-85,09
		A _{v1}	[cm ²]	9,91	6,36	2,13
		A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	[cm ²]	12,10	9,23	2,32
		Choix		2x4HA14	2x3HA14	2x3HA12
		A ₁ adopté	[cm ²]	12,30	9,24	6,78
		esp	[cm]	12	12	12
	Bande 2	N ₂	[kN]	+1378,51	-56,11	-18,35
		A _{v2}	[cm ²]	0,00	1,40	0,46
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	[cm ²]	2,19	4,27	1,65
		Choix		2x4HA14	2x2HA14	2x2HA12
		A ₂ adopté	[cm ²]	12,30	6,16	4,52
		esp	[cm]	14	14	14
Ferrailage Horizontal	A _h (RPA)	[cm ²]	4,65	4,65	4,65	
	A _h (BAEL)	[cm ²]	2,47	1,94	0,65	
	Choix		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
	A _h adopté	[cm ²]	7,84	7,84	7,84	
	esp	[cm]	20	20	20	
	A _t	[cm ²]	4HA8/ m ²			
Vérification des contraintes à l'ELS	N _s	[kN]	1739,41	1308,29	534,63	
	σ _b	[MPa]	5,01	3,93	1,65	
	τ _b	[MPa]	0,83	1,49	0,62	
	τ _u	[MPa]	0,59	1,07	0,44	

Tableau VIII-8 : Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3).

			Zone			
			I	II	III	
Caractéristique géométriques	L	[m]	1,45	1,45	1,45	
	B	[m ²]	0,29	0,29	0,29	
	I	[m ⁴]	0,051	0,051	0,051	
N _{min}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+1209,56	+6558,06	+311,89	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-5,56	-3900,62	+74,17	
N _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+6558,82	+12441,50	+3500,86	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	+5429,31	+651,53	+310,37	
M _{max}	σ_{max}	[kN/ m ²]	+18478,71	+20974,85	+4740,58	
	σ_{min}	[kN/ m ²]	-9436,92	-14610,78	-1801,62	
	V _u	[kN]	317,60	347,61	127,15	
	Observation		SPC	SPC	SPC	
	L _c	[m]	0,96	0,85	1,05	
	L _t	[m]	0,49	0,60	0,4	
	d₁	[m]	0,49	0,60	0,40	
	d₂	[m]	0,47	0,25	0,65	
	σ_1	[kN/ m ²]	9041,79	6364,07	2938,96	
	A _{vj}	[cm ²]	12,22	21,92	15,56	
	A _{min}	[cm ²]	4,90	5,95	3,99	
Ferrailage Vertical	Bande 1	N ₁	[kN]	-462,41	-876,64	-72,06
		A _{v1}	[cm ²]	11,56	21,92	15,56
		A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	[cm ²]	14,62	23,26	5,69
		Choix		2x5HA16	2x6HA16	2x4HA12
		A ₁ adopté	[cm ²]	20,10	24,12	9,04
		esp	[cm]	10	10	10
	Bande 2	N ₂	[kN]	1292,50	708,94	+1500,23
		A _{v2}	[cm ²]	0,00	0,00	0,00
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	[cm ²]	3,06	3,35	3,89
		Choix		2x3HA16	2x2HA16	2x4HA12
		A ₂ adopté	[cm ²]	12,06	8,04	9,04
		esp	[cm]	15	15	16
Ferrailage Horizontal	A _h (RPA)	[cm ²]	4,35	4,35	4,05	
	A _h (BAEL)	[cm ²]	2,89	5,48	0,54	
	Choix		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
	A _h adopté	[cm ²]	7,84	7,84	7,84	
	esp	[cm]	20	20	20	
	A _t	[cm ²]	4HA8/ m ²			
Vérification des contraintes à l'ELS	N _s	[kN]	1144,08	1387,79	404,14	
	σ_b	[MPa]	3,53	4,47	1,36	
	τ_b	[MPa]	0,88	0,88	0,73	
	τ_u	[MPa]	0,63	0,63	0,52	

IX- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

1- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

2- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

IX-1) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2,2 bar** comme contrainte admissible du Sol.

IX-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

IX-3) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{50}{40} = K = 1,25 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

D'où

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 1205,03 \text{ kN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad A \times B = 5,47 \text{ m}^2$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

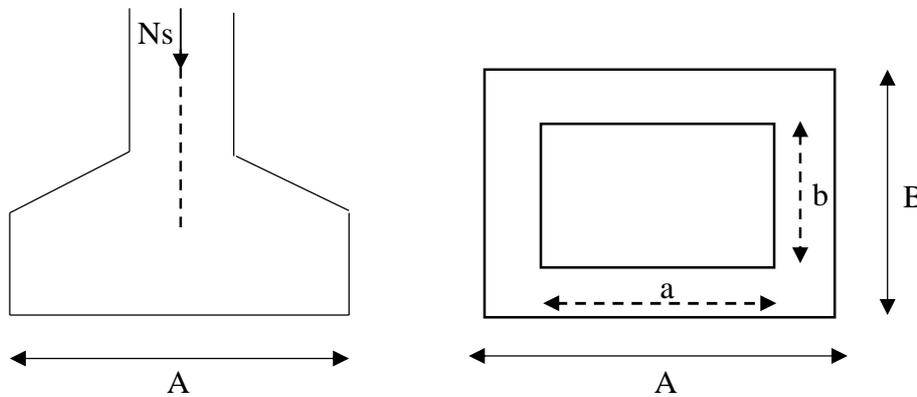


Figure IX-1 : Semelle isolée.

IX-4) Semelles filantes :**IX-4-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 220 \text{ kN/m}^2 = 0,22 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	$N_{ser}(\text{kN})$	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	848,66	1,6	2.41	3.85
VL2	1723,63	1,7	4.60	7.83
VL3	1144,08	1,5	3.46	5.20
VL4	1644,5	1,7	4.39	7.47
VL5	834,2	1,6	2.36	3.79

VL6	910,21	1,6	2.58	4.13
VL7	1739,41	1,7	4.65	7.90
VL8	1689,41	1,7	4.51	7.67
VL9	893,92	1,6	2.53	4.06
				S_t = 51,90

Tableau IX-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	N _{ser} (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	2033,38	3,85	2.40	9.24
VT2	1802,08	3,75	2.18	8.19
VT3	877,32	1,95	2.04	3.98
VT4	1326,34	1,95	3.09	6.02
VT5	2041,31	3,85	2.41	9.27
VT6	1809,41	3,75	2.19	8.22
				S_t = 44,92

Tableau IX-2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 96,82 m².**

IX-4-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèse de calcul :

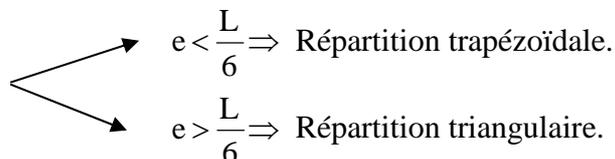
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- Etape de calcul :

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (2-2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_s(\text{kN})$	$e_i(\text{m})$	$N_s \times e_i(\text{kN.m})$	M_i
1	1039,40	-5,725	-5950,56	20,68
2	603,15	-1,875	-1130,90	29,43
3	609,63	1,975	1204,01	29,33
4	933,31	5,725	5343,20	20,17
	$R = \sum N_i = 3185,49$		$\Sigma = -534,25$	$\Sigma = 99,61$

Tableau IX-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-534,25 + 99,61}{3185,49} = -0,13 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{11,95}{6} = 1,99 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3185,49}{11,95} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,13}{11,95}\right) = 275,26 \text{ kN/m}$$

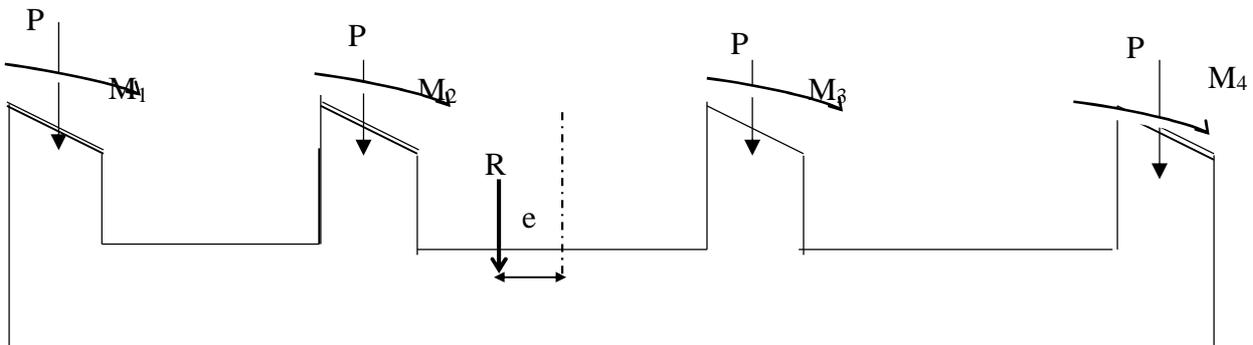


Figure IX-2: Semelles filante sous poteaux.

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{275,26}{220} = 1,25 \text{ m} \text{ on prend } B = 1,30 \text{ m}$$

On aura donc, $S_p = 1,30 \times 11,95 = 15,53 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 15,53 \times 8 = 124,24 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 124,24 + 96,82 = 221,06 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 11,95 \times 22,00 = 262,90 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{221,06}{262,90} = 0,84$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 84 %

Conclusion :

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX-5) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilite de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

IX-5-1) Pré dimensionnement du radier :

A- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

B- Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,48 \leq h \leq 0,77$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 75cm**.

b) Sous poteaux :

Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{385}{20} = 19,25 cm$$

Soit $h_a = 25 \text{ cm}$

Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{385}{10} = 38,5 \text{ cm} \text{ Soit } h_n = 50 \text{ cm}$$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 75 = 30 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 75 = 52,50 \text{ cm} \quad \text{On prend } b_n = 45 \text{ cm}$$

IX-5-2) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,85\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,73 \text{ m}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 75 \text{ cm}$

$h_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$

$h_{\text{dalle}} = 25 \text{ cm}$

$b_{\text{ner}} = 45 \text{ cm}$

IX-5-3) Détermination des efforts à la base du radier :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 37,5 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de **$b_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$**

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (11,95 \times 0,40 + 22 \times 0,40) \times 2 + 0,40 \times 0,40 \times 4 = 27,80 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 262,90 + 27,80 = 290,70 \text{ m}^2$

IX-5-4) Les Charge :

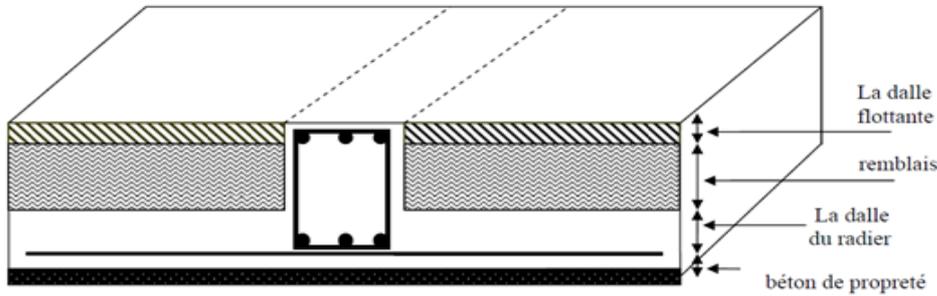


Figure IX-2 : coupe verticale du radier.

Poids radier = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure)

$$\text{Poids du radier : } G_{\text{radier}} = [(290,70) \times 0,25 \times 25] + [(0,75 - 0,25) \times 12,75 \times 0,45 \times 25 \times 8 + (0,75 - 0,25) \times (22,80 - 0,45 \times 8) \times 0,45 \times 25 \times 4] = 3254,62 \text{ kN}$$

$$\text{Poids du remblai en TVO : } G_{\text{remblai}} = [(290,70 - 80,46) \times 0,35 \times 17] = 1250,93 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } G_{\text{DF}} = [(290,70 - 80,46) \times 0,15 \times 25] = 788,40 \text{ kN}$$

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

$$G_{\text{rad}} = 5293,95 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{radier}} = 3,5 \times S_{\text{rad}} = 3,5 \times 290,70$$

$$Q_{\text{rad}} = 1017,45 \text{ kN}$$

Pour le calcul des charges et surcharge de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente : $G_{\text{bâtiment}} = 30468,74 \text{ kN}$ (ETABS)

- Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{bâtiment}} = 4906,62 \text{ kN}$. (ETABS)

- **Charge permanente apportée sur le radier G_T :**

$$G_T = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$G_T = 30468,74 + 5293,95 = 37751,82 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation apportée sur le radier Q_T :**

$$Q_T = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$Q_T = 4906,62 + 1017,45 = 6497,23 \text{ kN}$$

IX-5-5) Combinaisons d'actions :

L'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 60710,80 \text{ kN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 44249,05 \text{ kN}$

IX-5-6) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{60710,80}{1,33 \times 220} = 207,48 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{44249,05}{220} = 201,13 m^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 207,48 m^2$$

$S_{rad} > S_{nrad}$ Condition vérifiée.

IX-6) Vérification :

IX-6-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

$$b = 1m ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,75 = 0,67 m$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{60710,80 \times 1}{290,70} \times \frac{3,85}{2} = 402,02 kN$$

$$\tau_u = \frac{402,02}{1 \times 0,67} = 600,03 kN / m^2 = 0,60 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

IX-6-2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

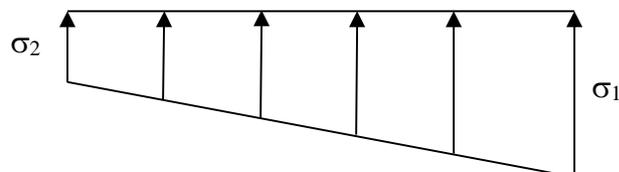


Figure IX-3 : Diagramme des contraintes.

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,81m; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,47m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2); I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{22,00 \times 11,95^3}{12} = 3128,56 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{11,95 \times 22,00^3}{12} = 10603,63 m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 45038,35 + 2040,87 \times 0,75 = 46569,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 44284,73 + 2056,36 \times 0,75 = 45827,00 \text{ kN.m}$$

d) Calcul les contraintes :

- **ELU :**

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{60710,80}{290,70} + \frac{46569}{10603,63} \times 5,47 = 232,86 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{60710,80}{290,70} - \frac{46569}{10603,63} \times 5,47 = 184,82 \text{ kN} / m^2$$

Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{60710,80}{290,70} + \frac{45827}{3128,56} \times 10,81 = 367,18 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{60710,80}{290,70} - \frac{45827}{3128,56} \times 10,81 = 50,50 \text{ kN} / m^2$$

- **ELS :**

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{44249,05}{290,70} + \frac{46569}{10603,63} \times 5,47 = 176,23 \text{ kN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{44249,05}{290,70} - \frac{46569}{10603,63} \times 5,47 = 128,19 \text{ kN/m}^2$$

Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{44249,05}{290,70} + \frac{45827}{3128,56} \times 10,81 = 289,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{44249,05}{290,70} - \frac{45827}{3128,56} \times 10,81 = -6,12 \text{ kN/m}^2$$

sens	ELU					ELS				
	σ_1	σ_2	σ_m	$1,33\sigma_{sol}$	Obs	σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	Obs
x-x	232,86	184,82	220,85	292,60	OK	176,23	128,19	164,22	220	OK
y-y	367,18	50,50	288,01		OK	289,56	-6,12	215,64		OK

Tableau IX-4: Vérification de la stabilité du radier.

IX-6-3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

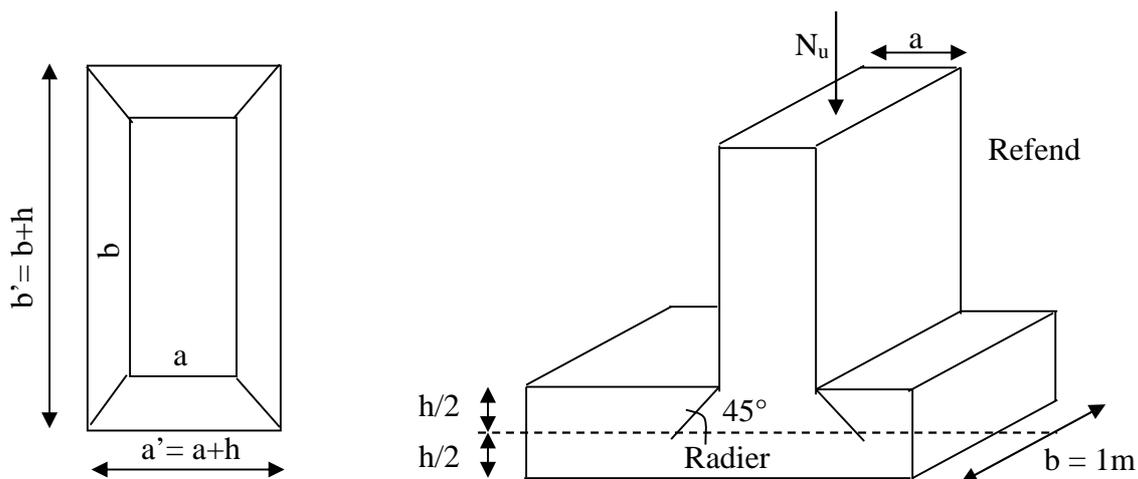


Figure IX-4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :**1- Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,50 + 2 \times 0,75) = 4,80 \text{ m}$$

$$N_u = 1664,44 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 4,80 \times 0,75 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 4200 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

2- Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,75) = 5,40 \text{ m}$$

$$N_u = 3643,74 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{0,07 \times 0,75 \times 5,40 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 4725 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IX-6-4) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 290,70 \times 10 \times 0,75 = 3263,17 \text{ kN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = (10 \text{ kN/m}^3)$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,75 \text{ m}$)

$P = 3263,17 \text{ kN} > 4350,90 \text{ kN} \longrightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX-7) Ferrailage du radier :**IX-7-1) Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a- 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b- 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{- Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{- Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1- Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,20 \text{ m} ; L_y = 3,85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,20}{3,85} = 0,83$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(220,85; 288,01) = 288,01 \text{ kN/m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(164,22; 215,34) = 215,34 \text{ kN/m}^2$$

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{1,35 G_{rad}}{S_{rad}} = 288,01 - \frac{1,35 \times 5293,95}{290,70} = 263,42 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 215,34 - \frac{5293,95}{290,70} = 213,18 \text{ kN/m}^2$$

2- Calcul a' L'ELU :

$$q_u = 263,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0531 \\ U_y = 0,649 \end{cases}$$

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0531 \times 263,42 \times (3,20^2) = 143,23 \text{ kN}$$

$$M_{oy} = u_y \times M_{ox} = 0,649 \times 143,23 = 92,95 \text{ kN}$$

Remarque :

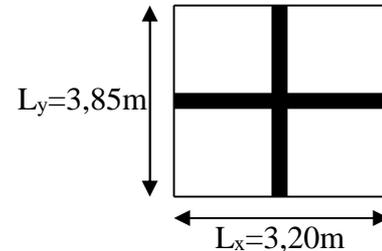
Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- 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 assurer un encastrement

Partiel alors :

- 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 $0,5M_{oy}$



Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

b) Ferraillage dans le sens x - x :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,5M_{ox} = -0,50 \times 143,23 = -71,61 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,61 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,104 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,106 \rightarrow \beta = 0,945 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{71,61 \times 10^3}{0,945 \times 22 \times 348} = 9,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7 \text{ HA } 14 = 10,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$; Sens de la petite portée

- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 143,23 = 107,42 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{107,42 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,156 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,156 \rightarrow \beta = 0,915 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{107,42 \times 10^3}{0,915 \times 22 \times 348} = 15,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8 \text{ HA } 16 = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $S_t = 13 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$; Sens de la petite portée

c) Ferraillage dans le sens y - y :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,5M_{ox} = -0,50 \times 92,95 = -46,47 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,47 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,068 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46,47 \times 10^3}{0,965 \times 22 \times 348} = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 14 = 7,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$; Sens de la grande portée.

- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 92,95 = 69,71 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{69,71 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,101 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,101 \rightarrow \beta = 0,9465 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69,71 \times 10^3}{0,9465 \times 22 \times 348} = 9,62 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA 16 = 10,05 cm² / ml

Avec : S_t = 20 cm < min (4h, 45 cm) ; Sens de la grande portée.

3- Calcul a L'ELS :

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$q_s = 213,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,83 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0600 \\ \mu_y = 0,750 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{ox}, M_{oy}.

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0600 \times 213,17 \times (3,20)^2 = 130,987 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0,750 \times 130,97 = 98,22 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments M_a, M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_a = -0,5M_{ox} = -0,5 \times 130,97 = -65,48 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 130,97 = 98,22 \text{ kN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = -0,5M_{oy} = -0,5 \times 98,22 = -49,11 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 98,22 = 73,66 \text{ kN.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	71,61	65,48	1,09	0,106	0,140	0,295	Vérifiée
	Travée	107,42	98,22	1,09	0,156	0,213	0,295	Vérifiée
Y- Y	Appuis	46,47	49,11	0,946	0,068	0,088	0,223	Vérifiée
	Travée	69,71	73,66	0,946	0,101	0,133	0,223	Vérifiée

Tableau IX-5 : Vérification des contraintes dans le béton.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 0,83}{2} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{aligned} \text{Aux appuis : } & \begin{cases} A_{ua}^x = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \\ \text{En travée : } & \begin{cases} A_{ut}^x = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \end{aligned}$$

IX-7-2) Ferraillage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$h = 75 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

IX-7-2-1) Détermination des efforts et calcul des armatures:

- **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(215,64 - \frac{5293,95}{207,48} - \frac{994,5}{32,55} \right) = 159,87 [\text{KN/m}^2].$$

- **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(288,01 - \frac{5293,95}{207,48} - \frac{994,5}{32,55} \right) = 197,56 [\text{KN/m}^2]$$

A- Sens longitudinal :

ELU : $q_u = 197,56 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = 159,87 \text{ kN/ml}$

1- ELU :

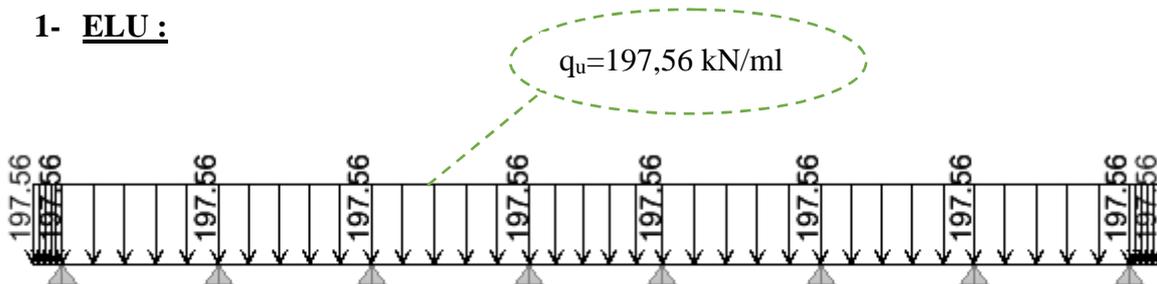


Figure IX-5 : Le chargement à ELU.

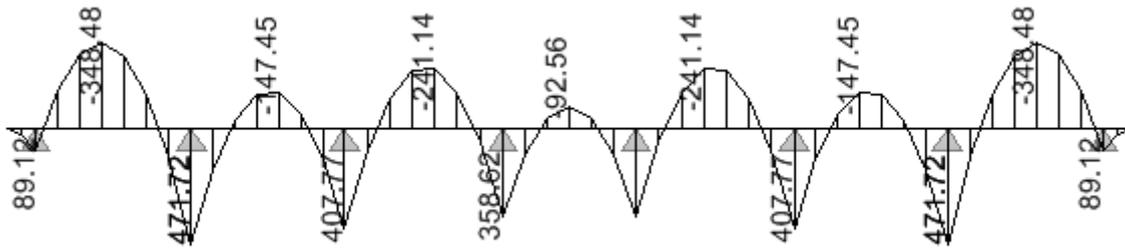


Figure IX-6 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

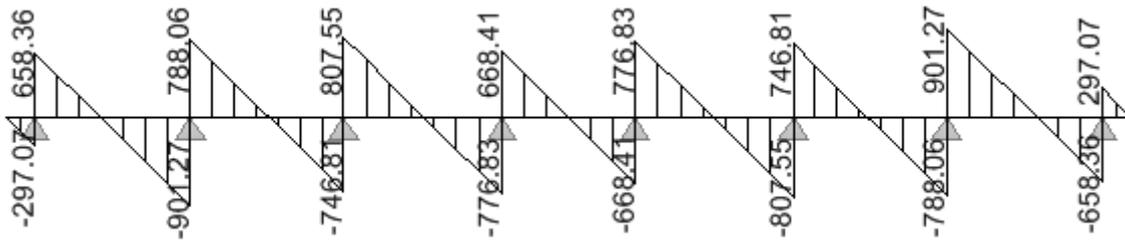


Figure IX-7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments M_{\max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures:

$$M_t^{\max} = -348,48 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 471,72 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm, } h = 75 \text{ cm, } d = 70 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :

$$M_a = 471,72 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{471,72 \times 10^3}{45 \times 70^2 \times 14,2} = 0,150 < 0,392 = U_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,150 \rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{471,72 \times 10^3}{0,918 \times 70 \times 348} = 21,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}16 + 4\text{HA}20 = 22,23 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- En travée :

$$M_t = -348,48 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{348,48 \times 10^3}{45 \times 70^2 \times 14,2} = 0,111 < U_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,111 \rightarrow \beta = 0,941$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{348,48 \times 10^3}{0,941 \times 70 \times 348} = 15,20 \text{ cm}^2$$

Soit : 8AH16 = 16,08 cm²/ml.

2 ELS

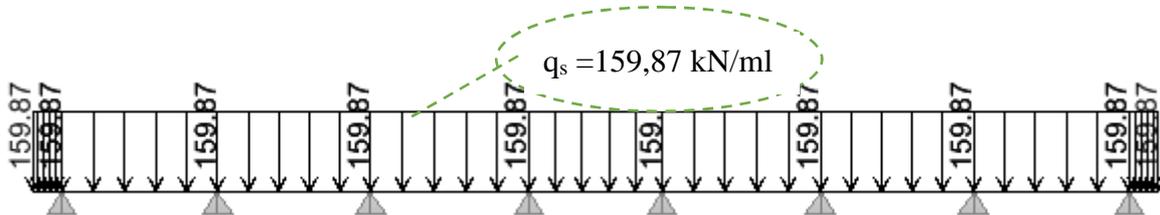


Figure IX-8 : Le chargement à ELS.

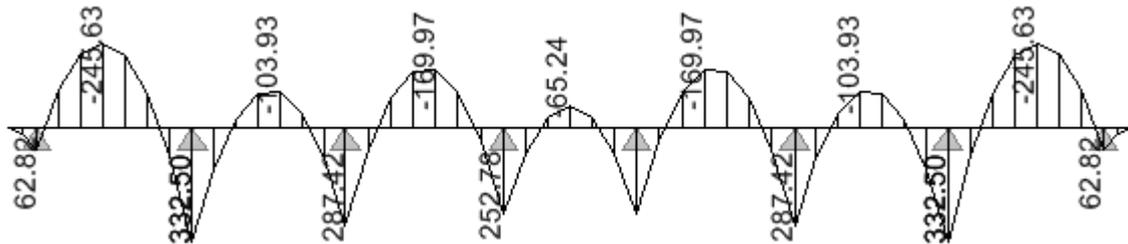


Figure IX-9 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

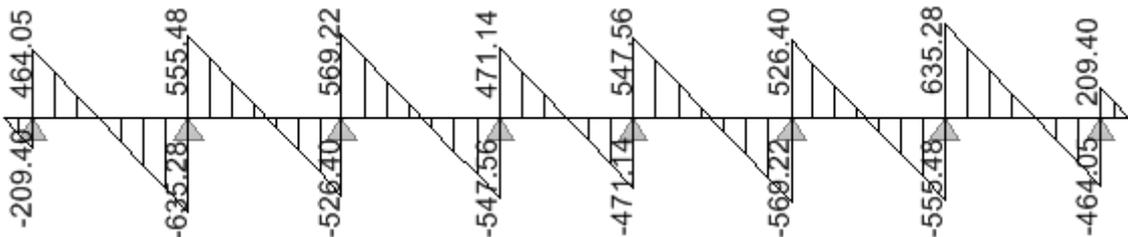


Figure IX-10 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	471,72	332,50	1,41	0,150	0,204	0,455	Vérifiée
	Travée	-348,48	-245,63	1,41	0,111	0,147	0,455	Vérifiée

Tableau IX-6 : Vérification à l'ELS dans le sens longitudinal.

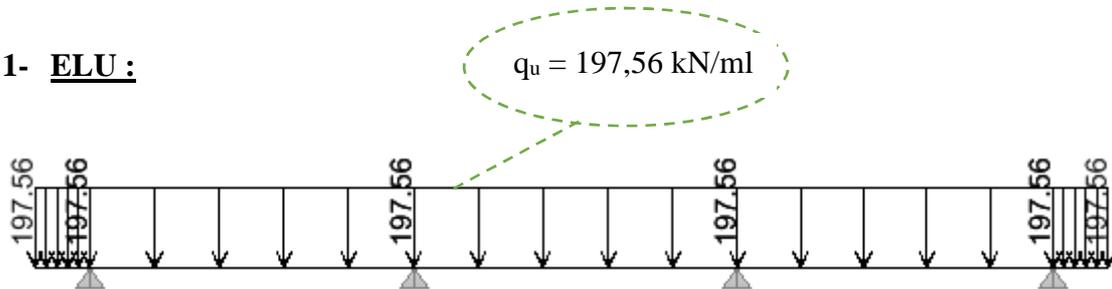
B- Sens transversale :ELU : $q_u = 197,56 \text{ kN/m}$ ELS : $q_s = 159,87 \text{ kN/m}$ **1- ELU :**

Figure IX-11 : Le chargement à ELU.

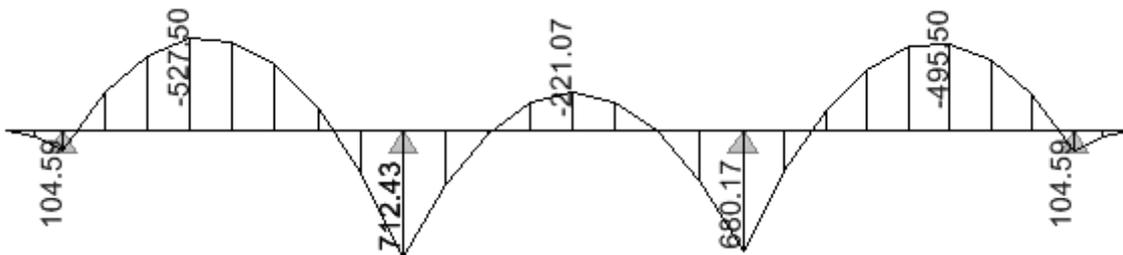


Figure IX-12 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

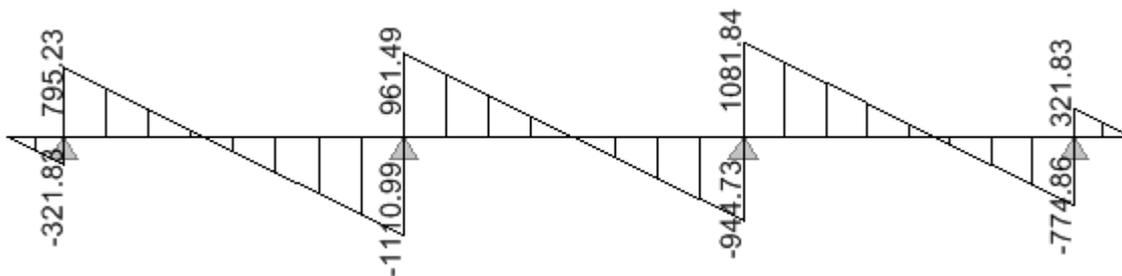


Figure IX-13 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -527,50 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 712,43 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 75 \text{ cm}, d = 70 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :

$$M_a = 712,43 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{712,43 \times 10^3}{45 \times 70^2 \times 14,2} = 0,226 < 0,392 = U_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,226 \rightarrow \beta = 0,870$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{712,43 \times 10^3}{0,870 \times 70 \times 348} = 33,61 \text{ cm}^2$$

Soit : 12HA20 = 37,68 cm²/ml.

- **En travée :**

$$M_t = -527,50 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{527,50 \times 10^3}{45 \times 70^2 \times 14,2} = 0,168 < U_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,168 \rightarrow \beta = 0,907$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{527,50 \times 10^3}{0,907 \times 70 \times 348} = 23,87 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA20=25,12 cm²/ml.

2- **ELS :**

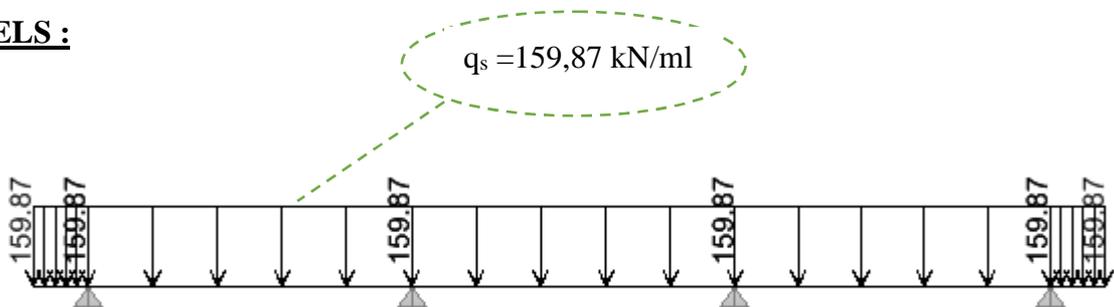


Figure IX-14 : Le chargement à ELS.

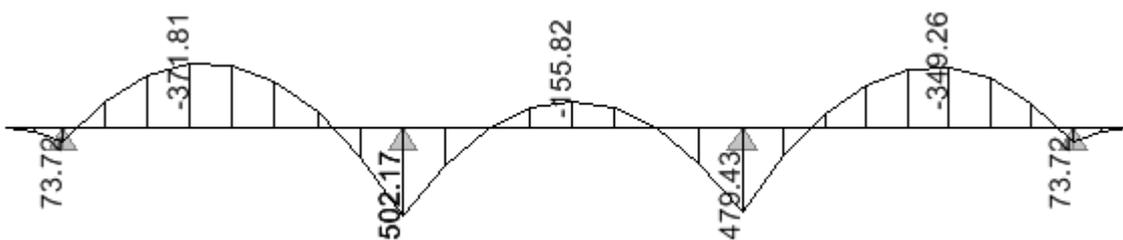


Figure IX-15 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

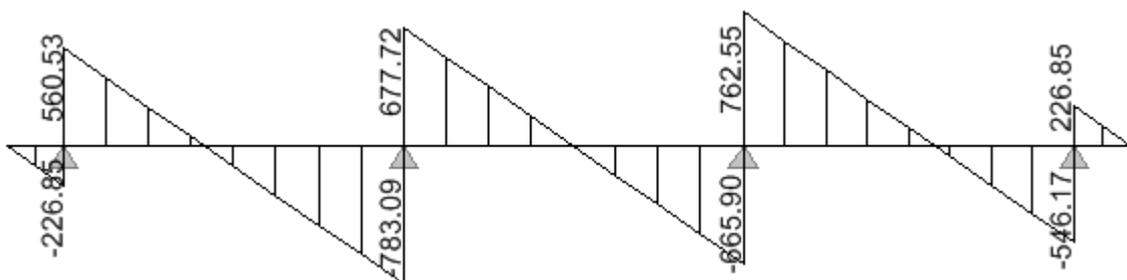


Figure IX-16 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'E.L.S :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	712,43	502,17	1,41	0,226	0,324	0,455	Vérifiée
	Travée	-527,50	371,81	1,41	0,168	0,231	0,455	Vérifiée

Tableau IX-7 : Vérification à l'ELS dans le sens transversal.

IX-7-2-2) Vérification à l'ELU :

a- Armatures transversales :

Espacement des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{18,75; 19,20\} = 18,75 \text{ cm}$$

S_t = 10 cm : en zone nodale

S_t = 15 cm : en zone courante

Armatures transversale minimales :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 2,81 \text{ cm}^2$$

Soit : A_t = 6 HA 8 = 3,02 cm² (2 cadre et un étrier)

b- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec : T_{u max} = 901,27 kN : Dans le sens longitudinal

T_{u max} = 1110,99 kN : Dans le sens transversal

$$\text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{901,27 \times 10^3}{450 \times 700} = 2,86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{1110,99 \times 10^3}{450 \times 700} = 3,52 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-7-2-3) Vérifications à l'ELS :

a- Condition de non fragilité (Art 4.2.1 /BEAL 91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 70 \times 2,1}{400} = 3,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M _s (kN.m)	A _s (cm ²)	ρ	β	K ₁	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	Obs
X-X	Appuis	471,72	22,23	0,70	0,878	25,98	345,26	13,28	CV
	Travée	-348,48	16,08	0,51	0,892	31,30	347,07	11,08	
Y-Y	Appuis	502,17	37,68	1,19	0,852	18,78	223,46	11,89	
	Travée	-371,81	25,12	0,79	0,873	24,37	242,20	9,93	

Tableau IX-8 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

IX-7-3) Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

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 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 0,8} = 3,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,875 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

02 barres de Φ12 avec des épingles Φ8.

IX-7-4) Ferrailage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

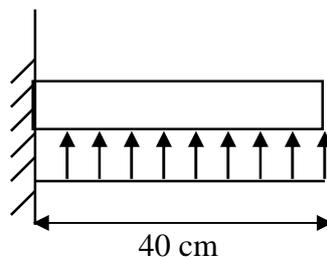


Figure IX-5 : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

- **A l'ELU :**

$$q_u = 263.42 [KN/ml].$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{263.42 \times 0,40^2}{2} = -21.07 [KN.m]$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 213.18 [KN/ml].$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{213.18 \times 0,40^2}{2} = -17.05 [KN.m]$$

2. Calcul des armatures

✚ Armatures principales :

$$b = 1[m]; d = 22[cm]; f_{bc} = 14,2 [MPa]; \sigma_s = 348 [MPa]$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.07 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_u = 0,020 \Rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{21.07 \times 10^3}{0,990 \times 22 \times 348} = 2,78 [cm^2]$$

3. Vérification à l'ELU:

✚ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 3,26 [cm^2]$$

Soit : $A_s = 4HA12 = 4,52 [cm^2]$ avec un espacement de 25 [cm/ml].

✚ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 [cm^2]$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2,01 [cm^2]$ avec un espacement de 25 [cm/ml].

4. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times d} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \Rightarrow \beta_1 = 0,933; \alpha_1 = 0,200$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.05 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,22 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 131,26 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,017 \times 131,26 = 2,23 [MPa] \leq 15 [MPa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 131,26 [MPa] < \overline{\sigma_{st}} = 348 [MPa] \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

CONCLUSION GENERALE :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet, nous a permis de mettre en application les acquis théorique assimilés le long de notre cursus, et d'affiner nos connaissances surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrés au cour de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en G.C .

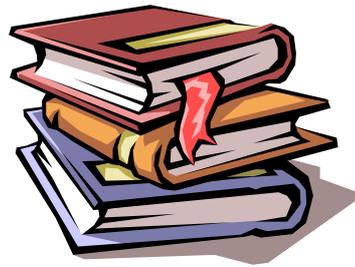
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable de G.C dans le domaine d'informatique à savoir les logiciels de calcul, et l'**etabs** que nous avons appris à utiliser.

Nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet, tout en tenant compte de préconisation de *RPA* qui font passer la sécurité avant l'économie.

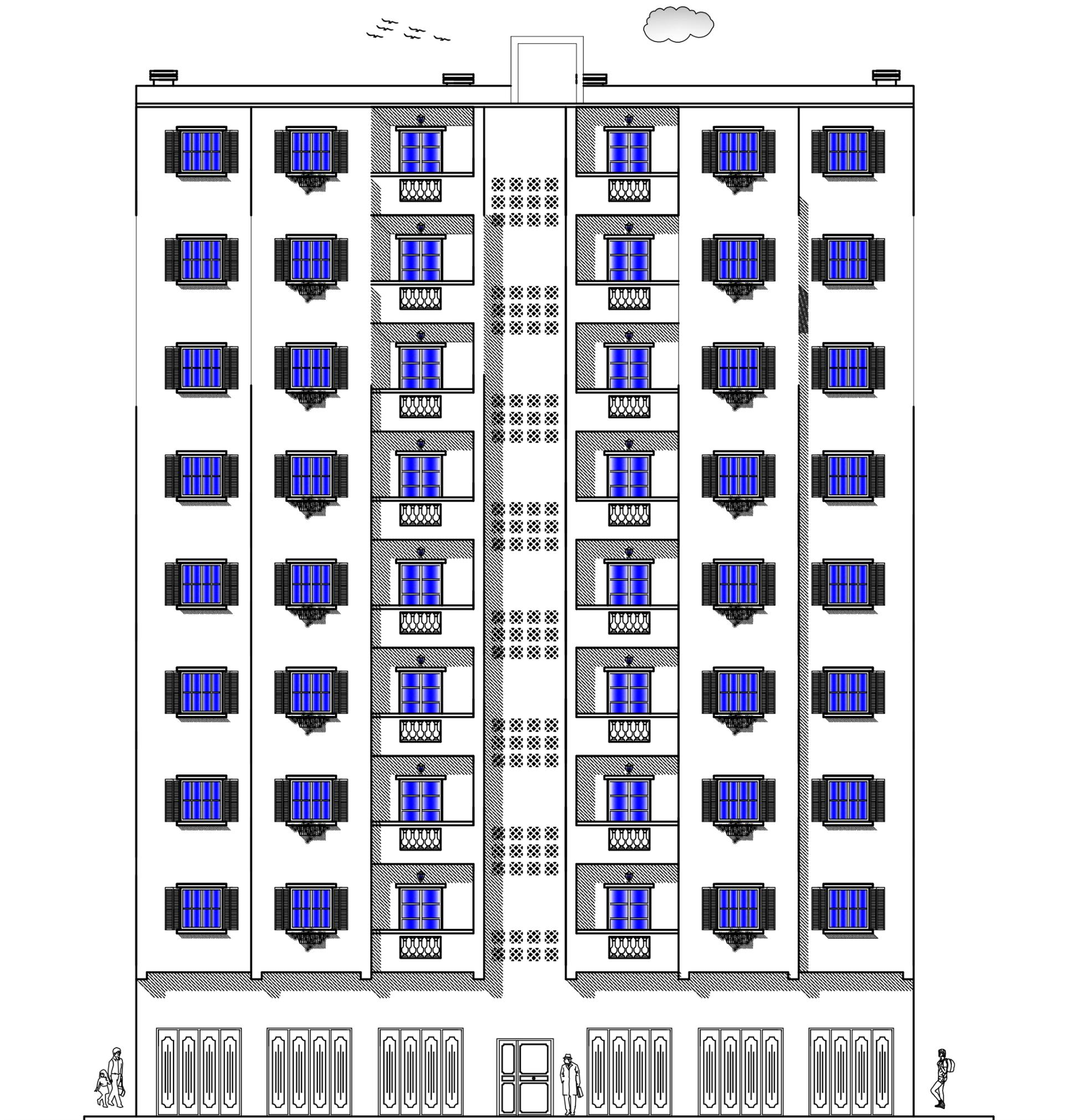
Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantités, et a un role déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis de séisme.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autre projet dans notre vie professionnelle .

Bibliographie



-  BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.
-  Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
-  DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
-  Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
-  Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
-  Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).
-  Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.
-  Recherche globale sur internet.



FAÇADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
Mr BRIHMAT Rafik

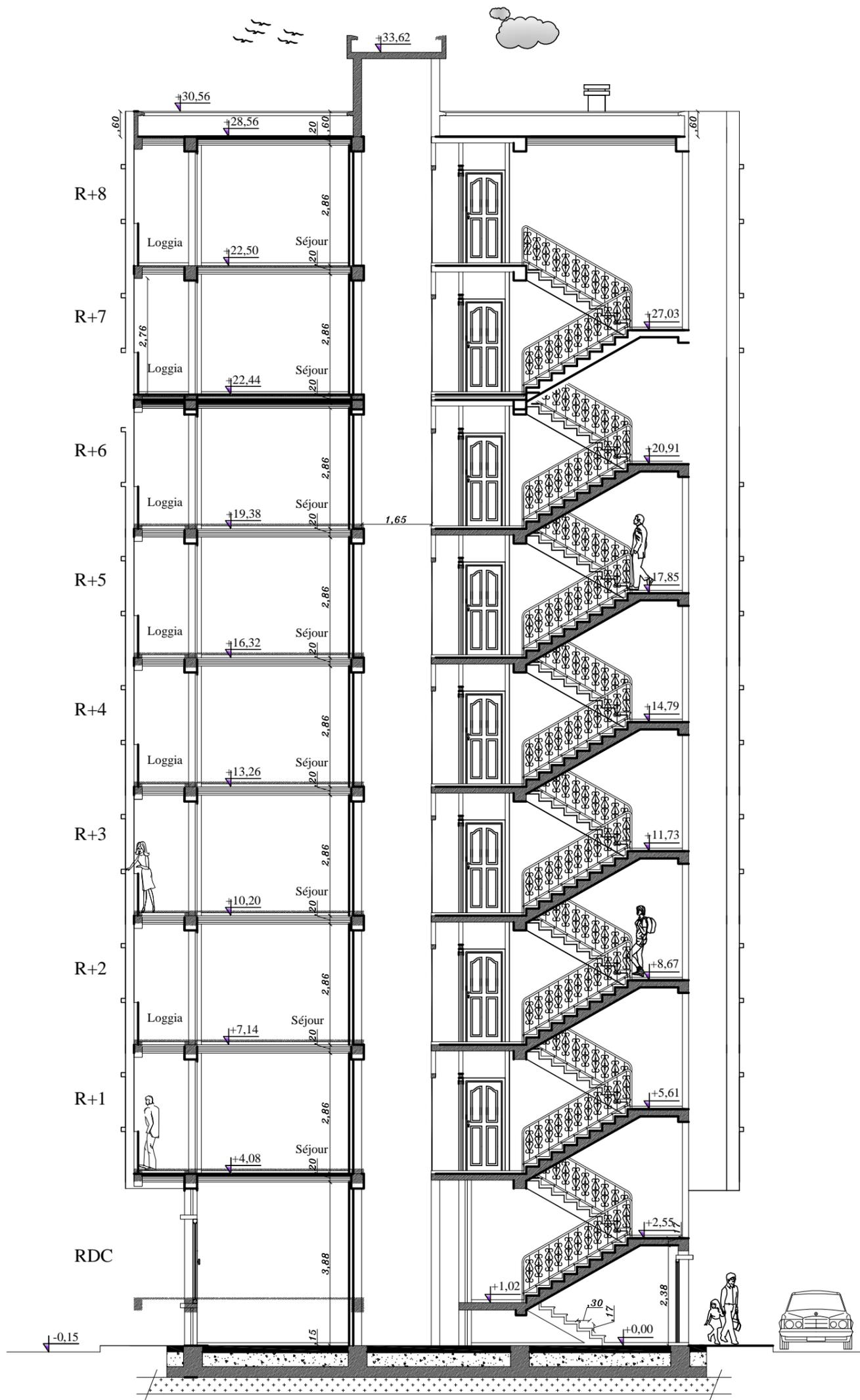
FACADE PRINCIPALE

DIRIGER PAR:
Mm BOUZEBODJA

Echelle:1/100

Planche N°: 01

Promotion: 2016-2017



COUPE -- AA --

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
 Mr BRIHMAT Rafik

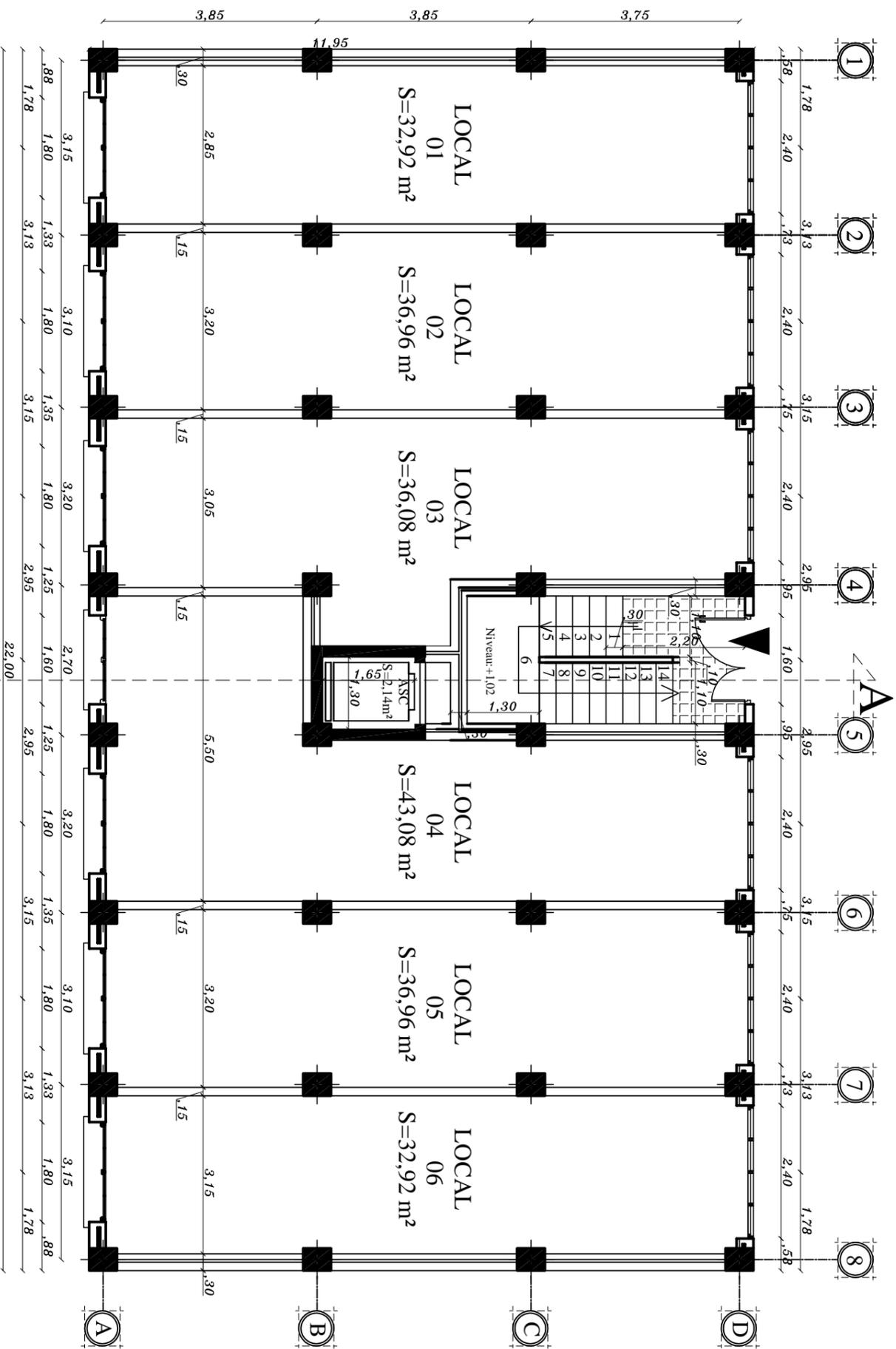
COUPE --AA--

DIRIGER PAR:
 Mm BOUZBOUDJA

Echelle:1/100

Planche N°: 02

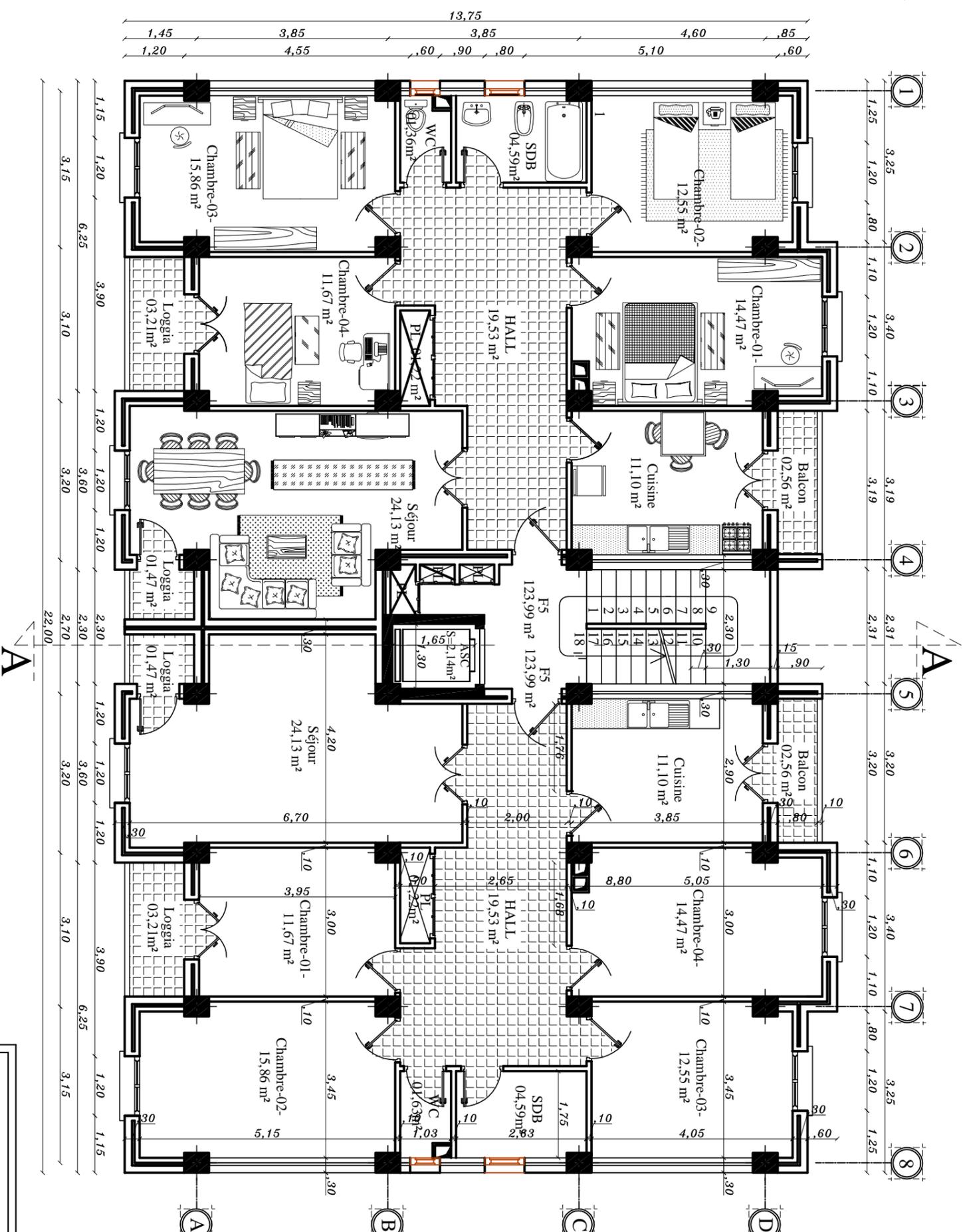
Promotion: 2016-2017



PLAN DU RDC

A-A

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: Mr BRHMAT Rafik	PLAN DU RDC
DIRIGER PAR: Mm BOUZBOUDJA	
Echelle: 1/100	
Planche N° : 03	
Promotion : 2016-2017	



PLAN DE L'ETAGE COURANT

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
 Mr BRIHMAT Raïk

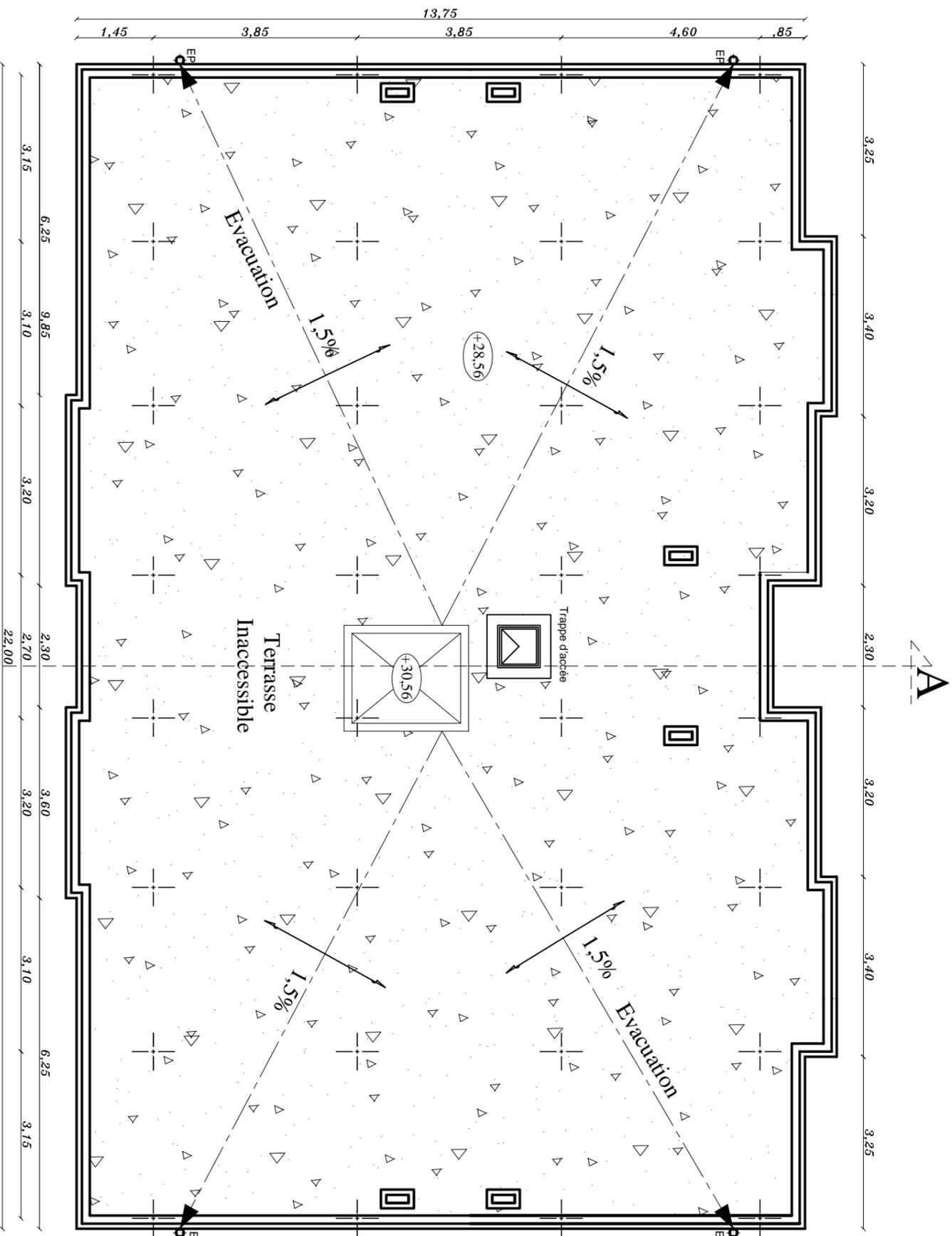
PLAN DE
 L'ETAGE COURANT

DIRIGER PAR:
 Mm BOUZEROUDDIA

Echelle: 1/100

Planche N°: 04

Promotion: 2016-2017



PLAN DU TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIANT PAR:
Mr BRIHMAT Rafik

PLAN DU TERRASSE

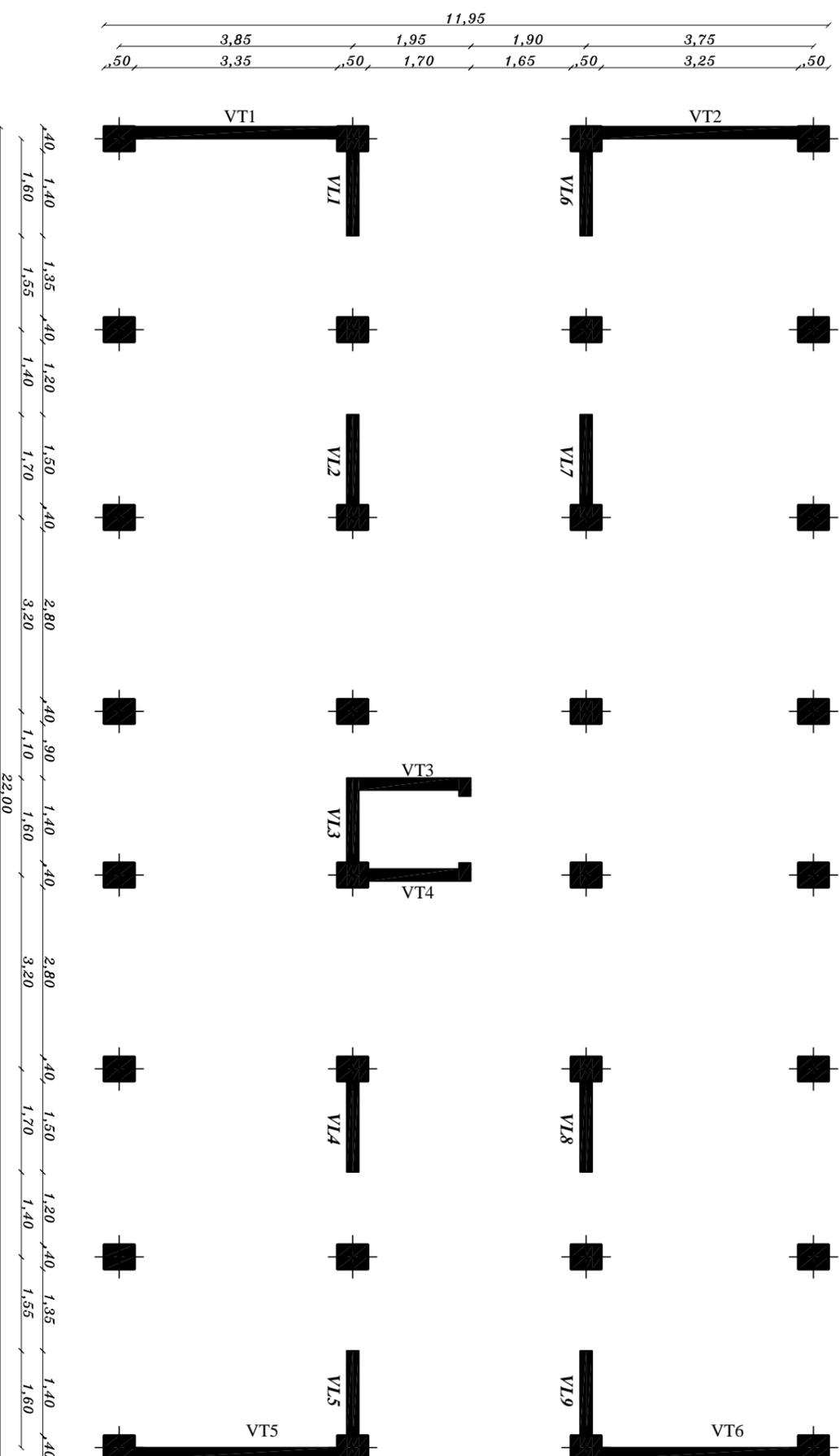
DIRIGER PAR:
Mm BOUZEBODIA

Echelle: 1/100

Planche N°: 05

Promotion: 2016-2017

DISPOSITION DES VOILES



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

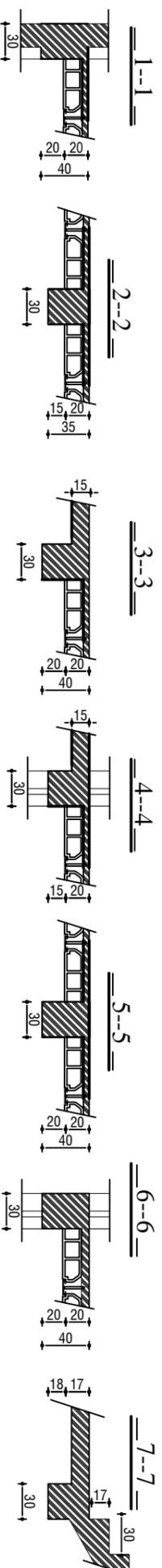
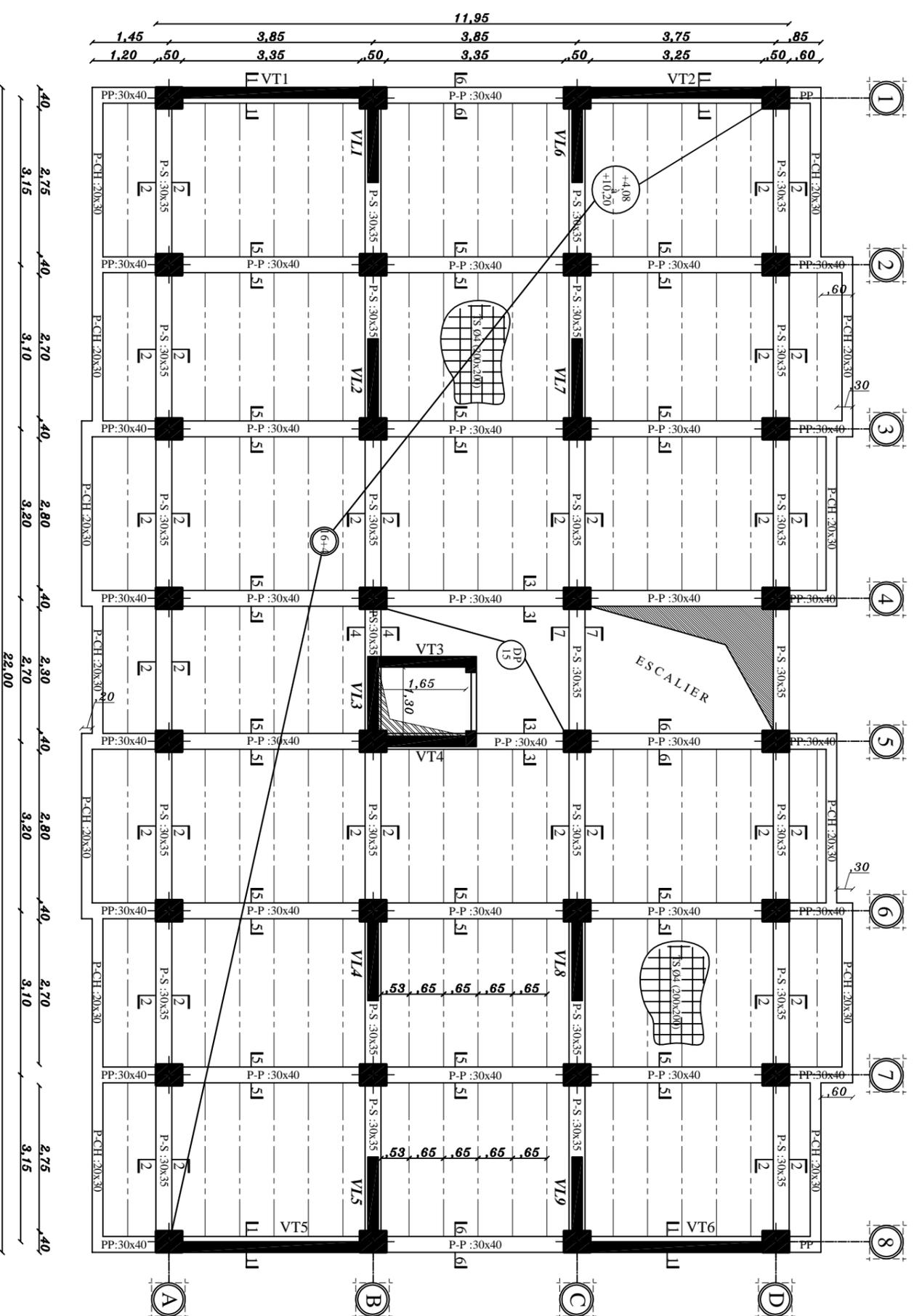
ETUDIANT PAR:
 Mr BRIHMAT Rafik

DIRIGER PAR:
 Mm BOUZEBOUDDJA

**DISPOSITIONS
 DES VOILES**

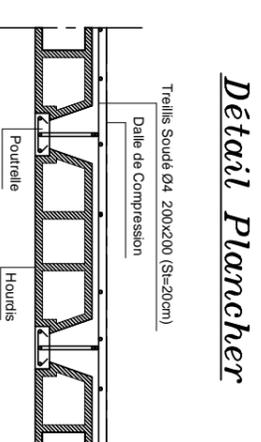
Echelle: 1/100

Planche N°: 09
 Promotion: 2016-2017



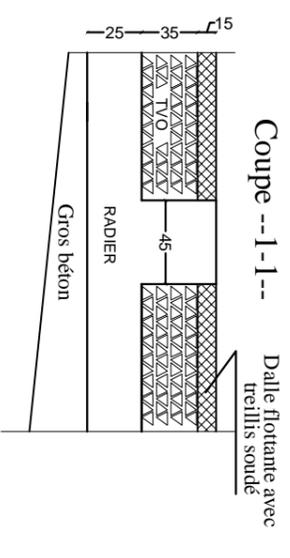
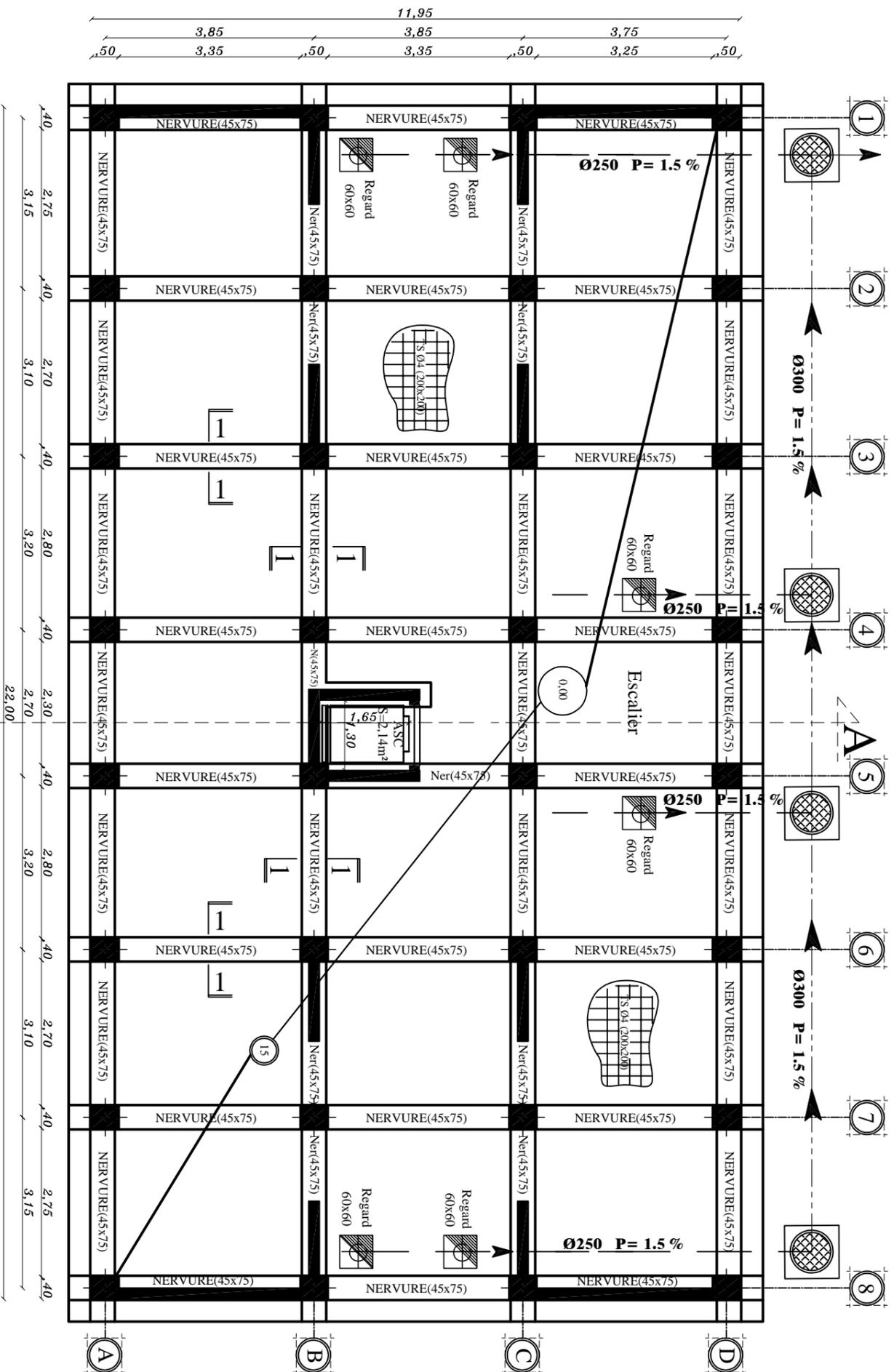
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER

NIVEAU: +4,08(RDC) à +10,20(Et2)



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: M ^r BRHIMAT Rafik	PLAN DE COFFRAGE NIVEAU: +4,08 à +10,20
DIRIGER PAR: Mm BOUZEBODJIA	Echelle: 1/100
Planche N°: 10	
Promotion: 2016-2017	

PLAN DU FONDATION



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

ETUDIANT PAR:
 Mr. BRHIMAT Raik

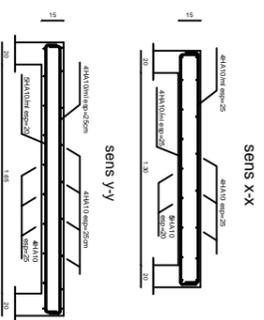
DIRIGER PAR:
 Mm. BOUZEBODIA

PLAN DU FONDATION

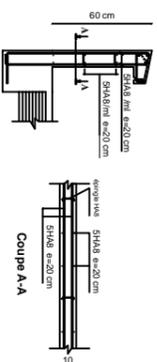
Echelle: 1/100

Planche N°: 19

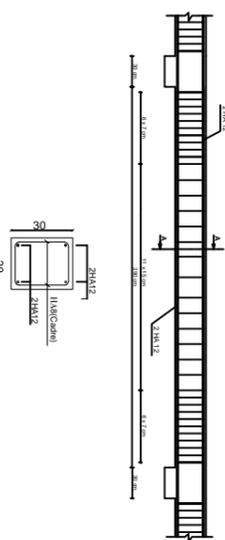
Promotion: 2016-2017



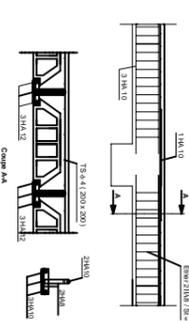
ferrailage de salle machine



ferrailage de l'acrotère

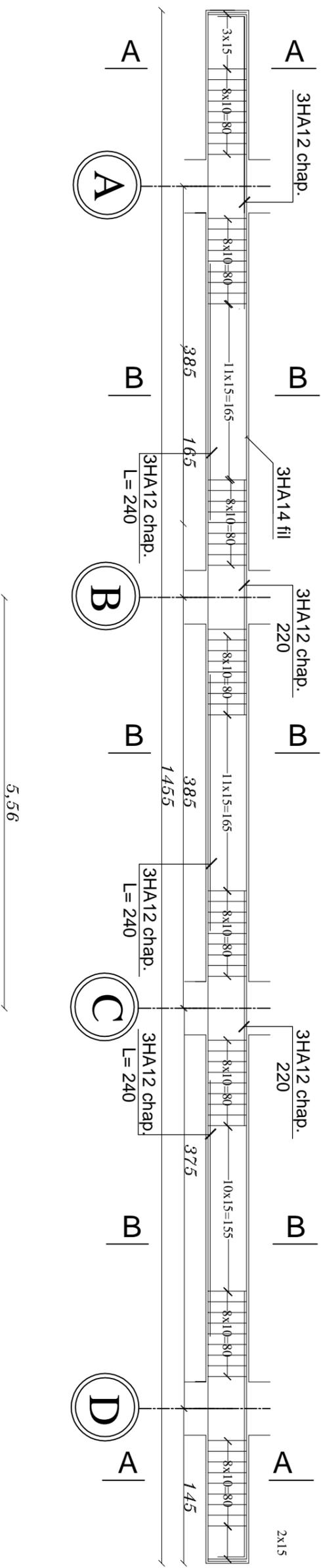


ferrailage de poutre de chéage

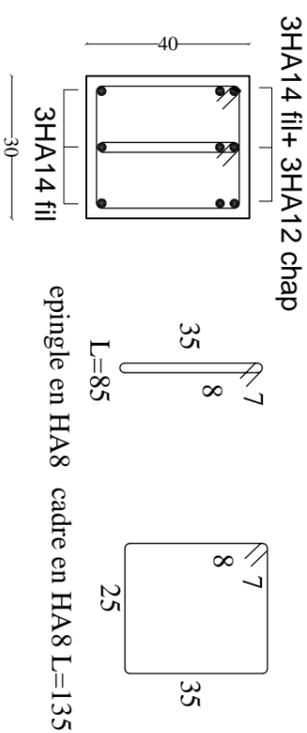


ferrailage du plancher

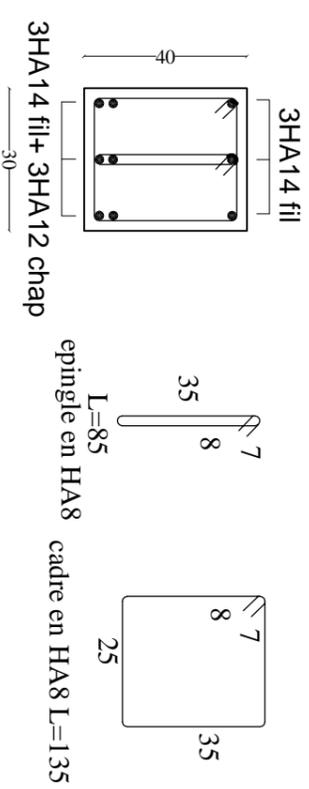
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE



COUPE A-A



COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

ETUDIANT PAR:
 Mr BRHIMAT Rafik

FERRAILLAGE POUTRE
 PRINCIPALE

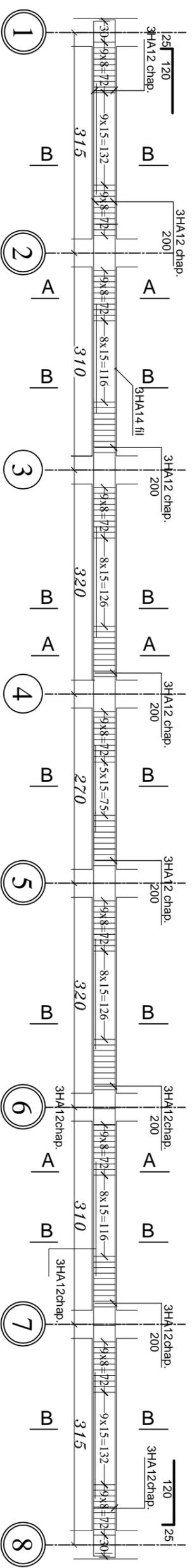
DIRIGER PAR:
 Mme BOUZERBOUDJA

Echelle: 1/100

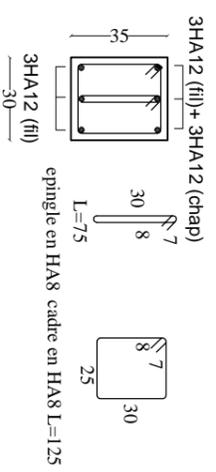
Planche N°: 14

Promotion: 2016-2017

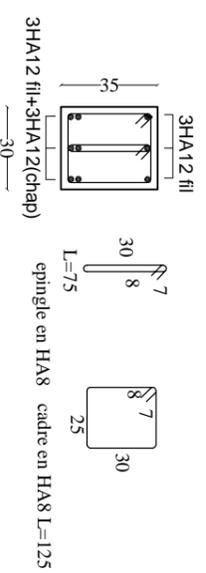
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE



COUPE A-A



COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

ETUDIANT PAR:
 Mr BRIHMAT Rafik

FERRAILLAGE POUTRE
SECONDAIRE

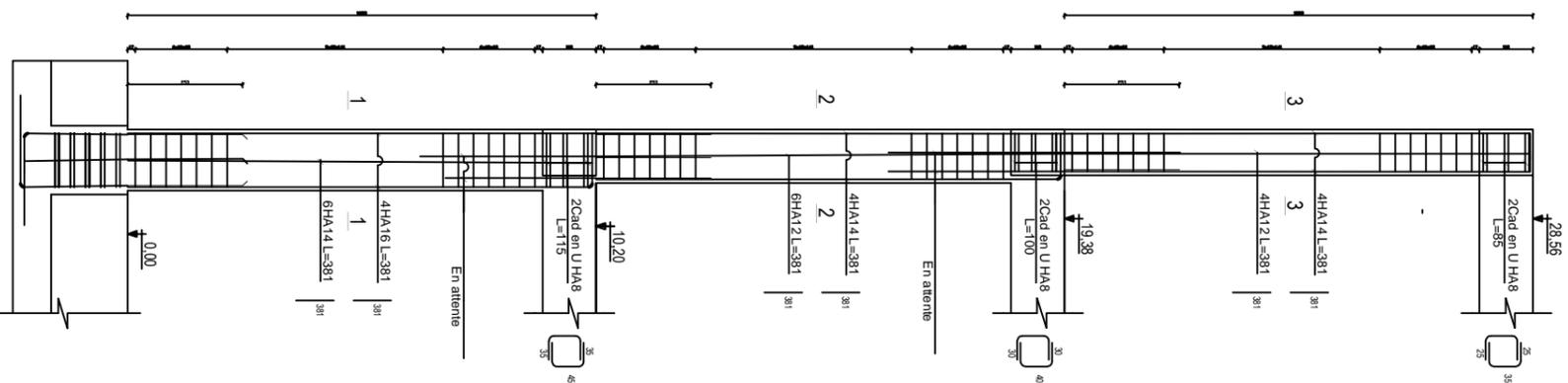
DIRIGER PAR:
 Mme BOUZEBOUDDIA

Echelle: 1/100

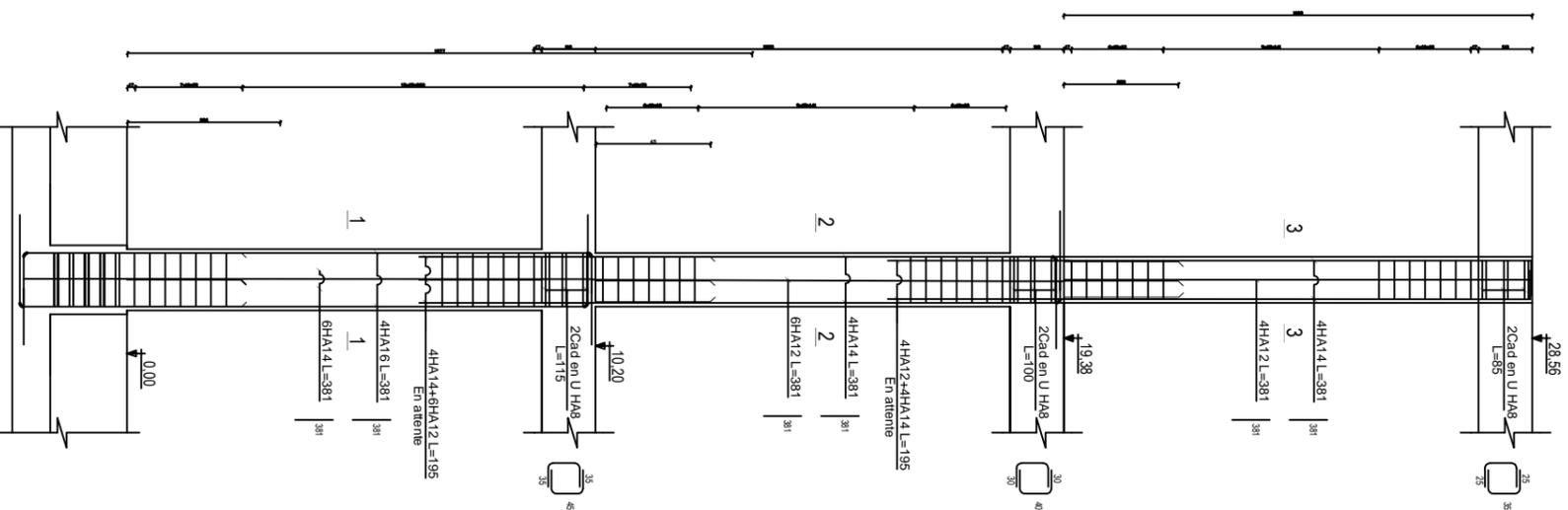
Planche N°: 14

Promotion: 2016-2017

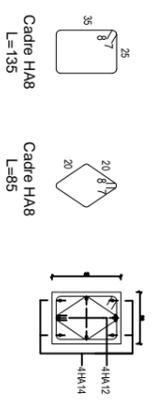
**POTEAUX
RIVE**



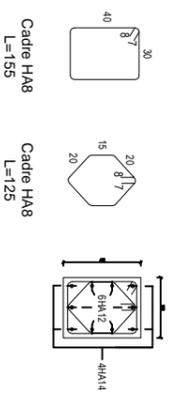
**POTEAUX
INTERMEDIAIRE**



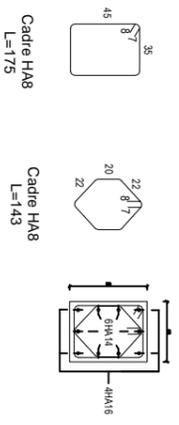
Coupe -3-3- (Zone --III--)



Coupe -2-2- (Zone --II--)



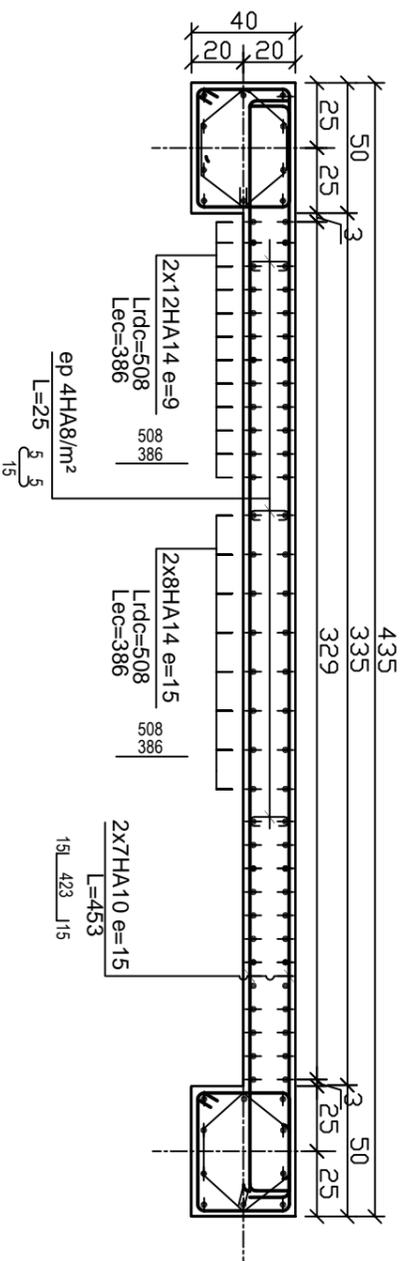
Coupe -1-1- (Zone --I--)



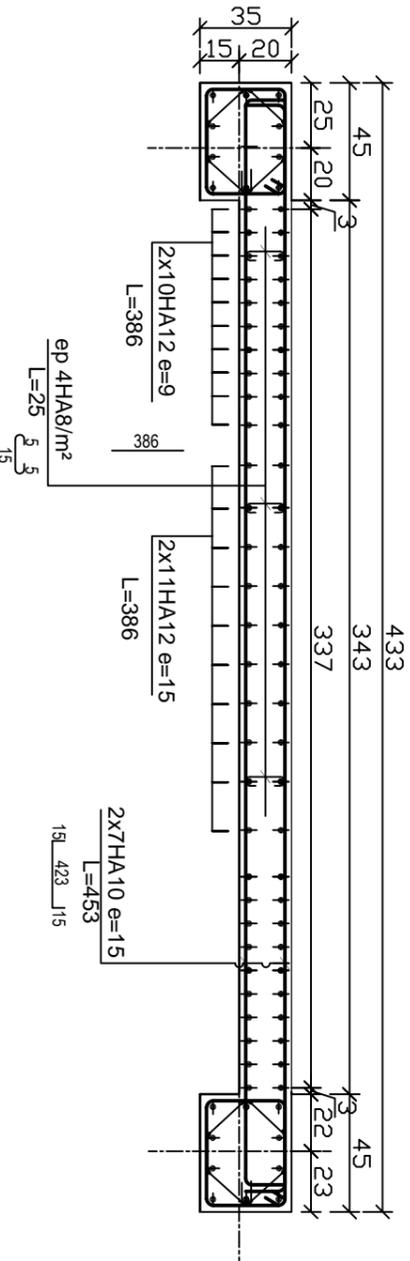
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOU OUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: MR BRHIMAT Raik	ERRAILLAGES POTEAUX
DIRIGE PAR: MR BOUZERODJIA	
Planche N°: 15 Promotion: 2016/2017	Echelle: 1/25

--FERRAILLAGE VOILE--

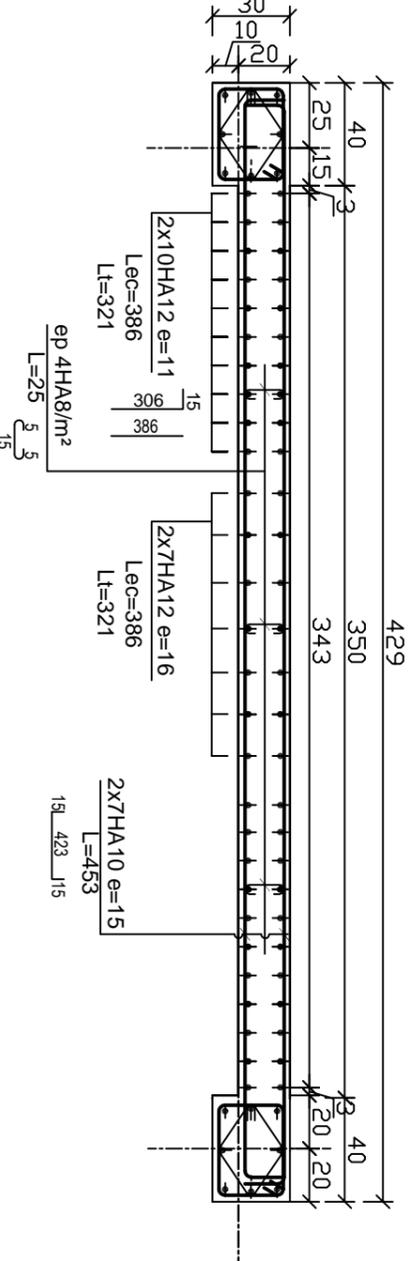
--VT1 et VT5--



Zone--I--



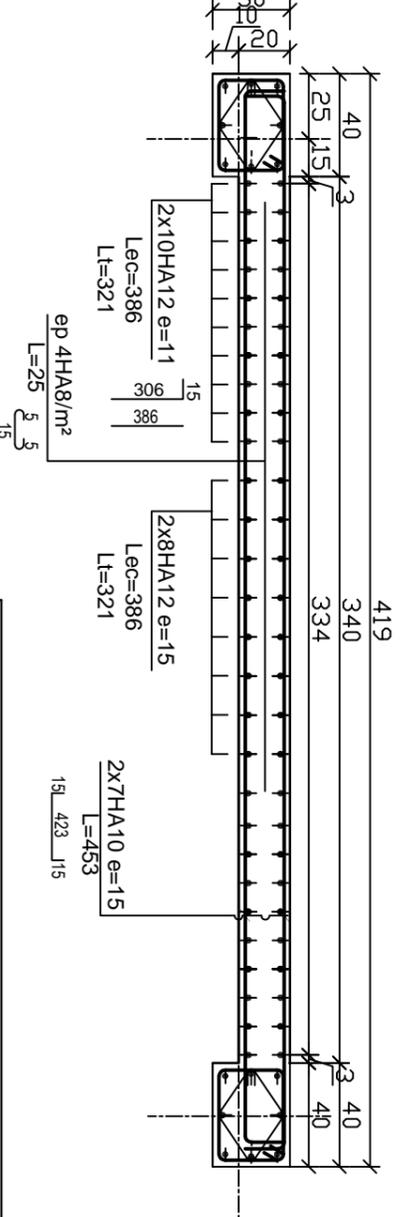
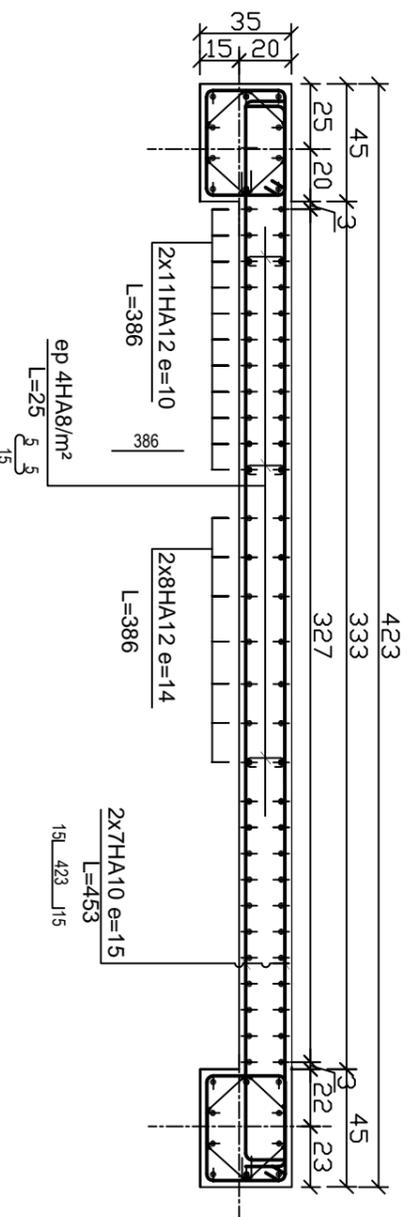
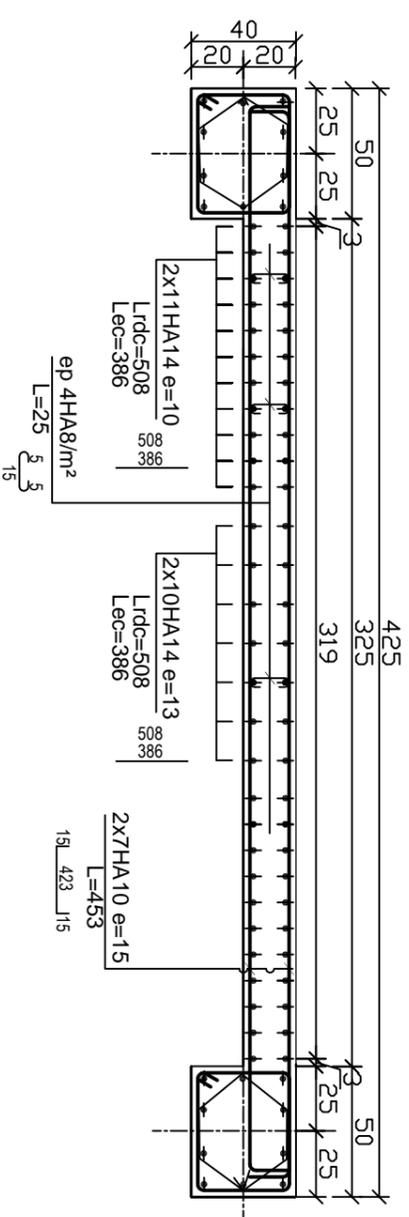
Zone--II--



Zone--III--

--FERRAILLAGE VOILE--

--VT2 et VT6--

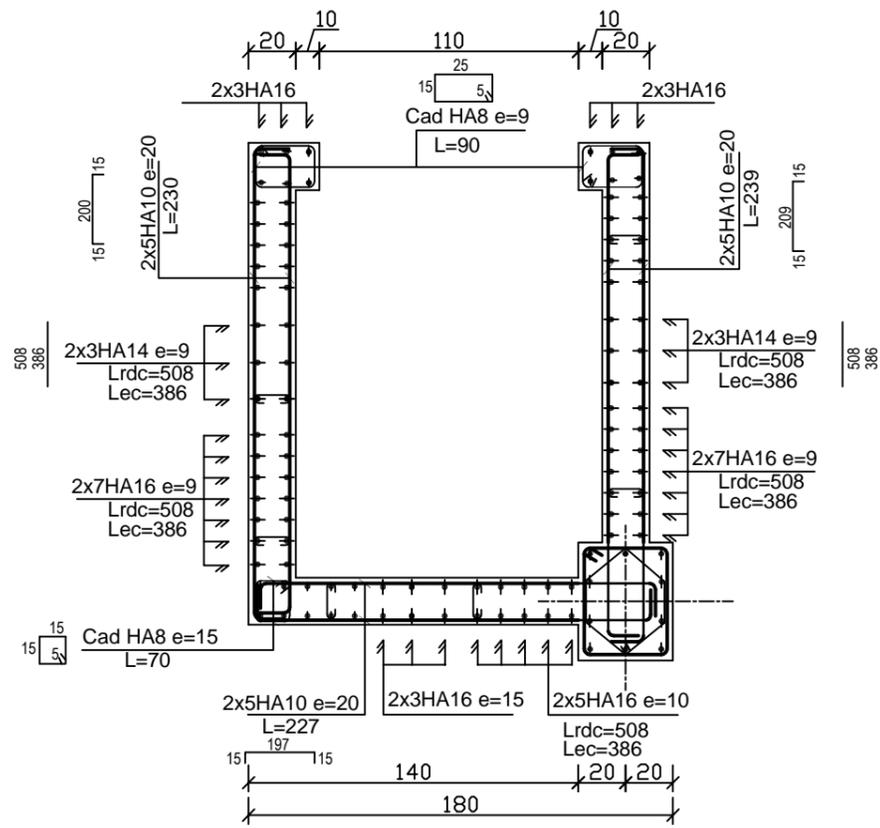


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIANT PAR: Mr BRHIMAT Rafik	FERRAILLAGE VOILE (VT1-VT5-VT2-VT6)
DIRIGER PAR: Mm BOUZEBODJIA	
Planche N°: 16	Echelle: 1/25
Promotion: 2016-2017	

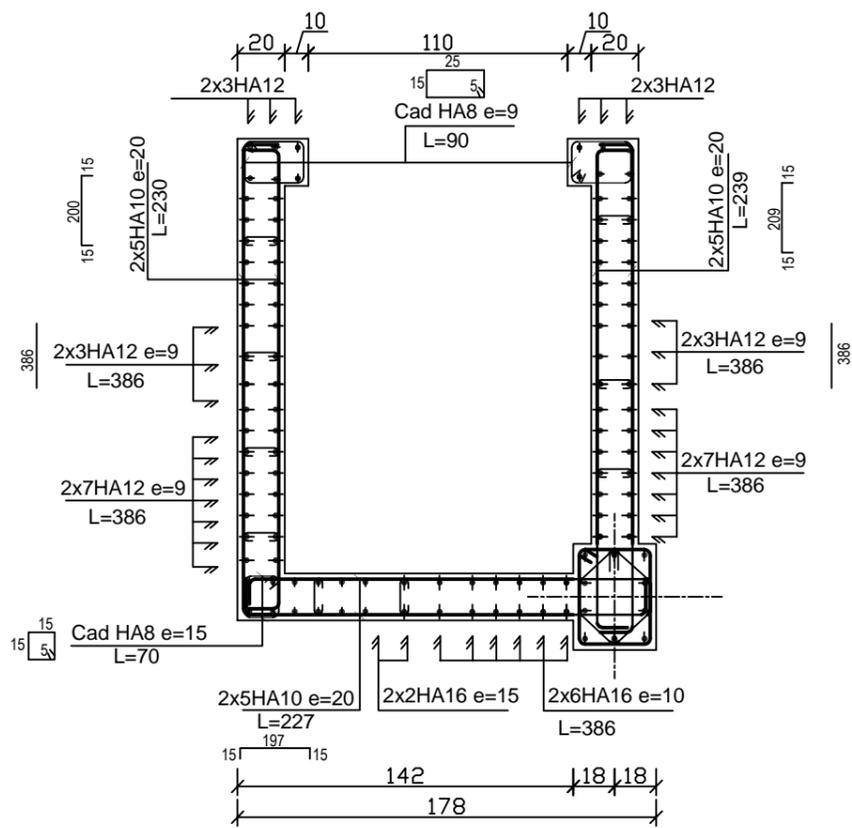
--FERRAILLAGE VOILE--

--VT3;VT4 et VL3--

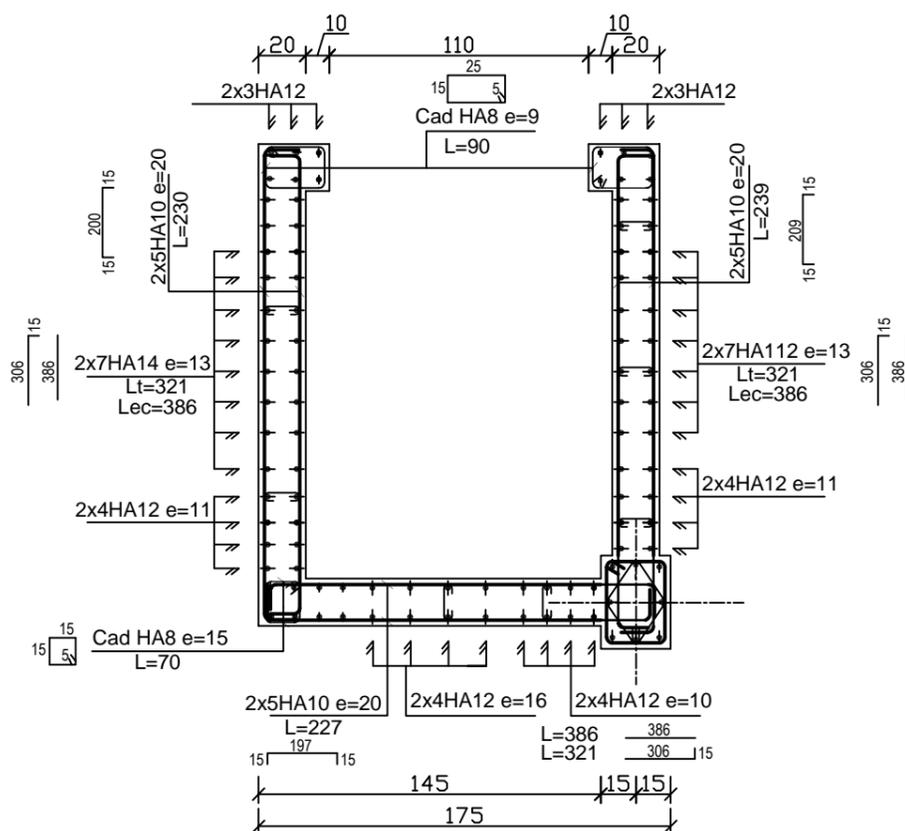
(Salle Machine)



Zone--I--



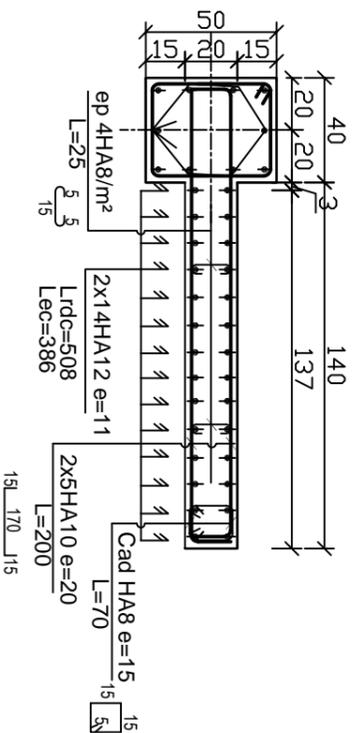
Zone--II--



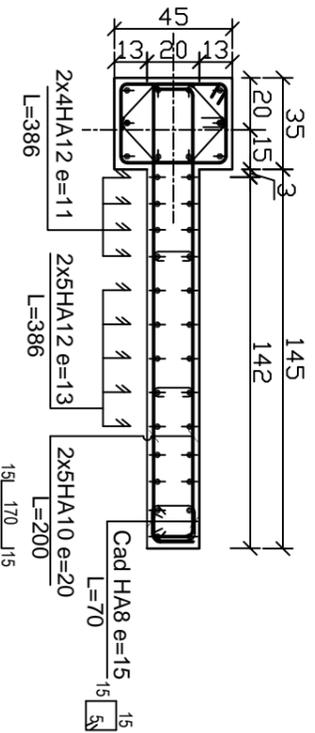
Zone--III--

REPUBLICHE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIER PAR: Mr BRIHMAT R AFIK	FERRAILLAGE VOILE (VT3-VT4-VL3)
DIRIGER PAR: Mm BOUZBOUDJA	Echelle: 1/25
Planche N°: 17	
Dotation: 2016 2017	

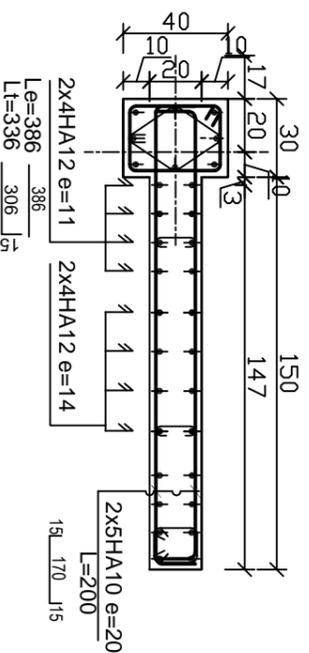
--FERRAILLAGE VOILE--
--VL1;VL5;VL6 et VL9--



Zone--I--

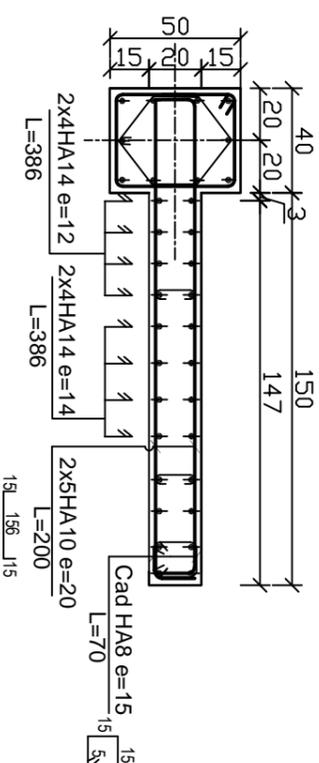


Zone--II--

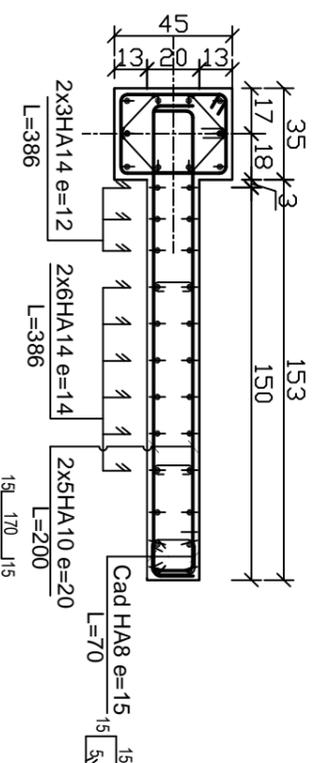


Zone--III--

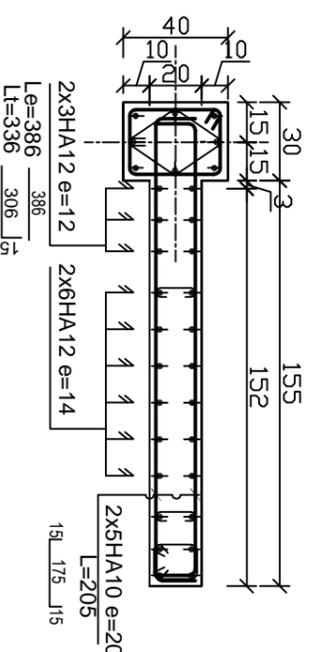
--FERRAILLAGE VOILE--
--VL2;VL4;VL7 et VL8--



Zone--I--



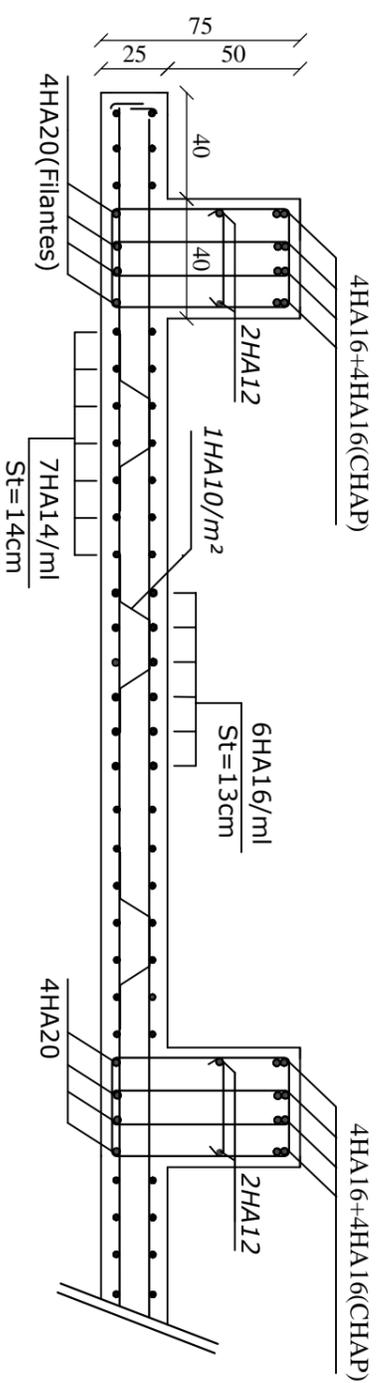
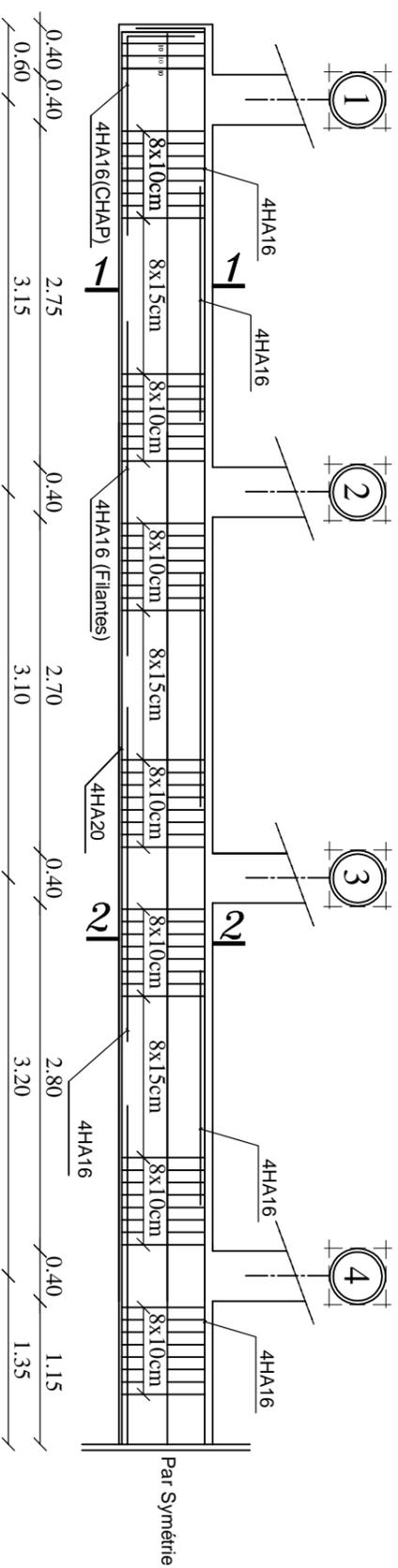
Zone--II--



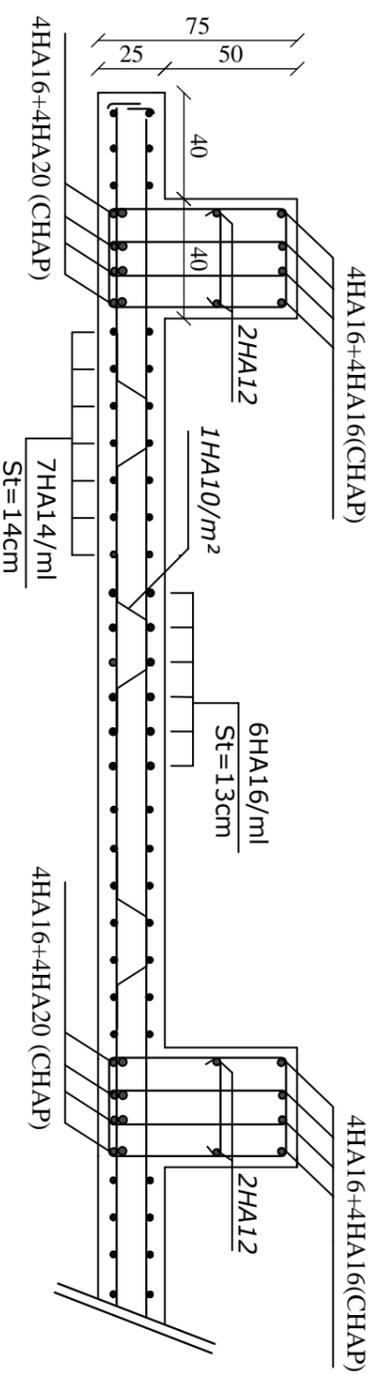
Zone--III--

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIANT PAR: Mr BRIHMAT Rafik	FERRAILLAGE VOILE (VL1-VL2-VL4-VL5-VL6- VL7-VL8-VL9)
DIRIGER PAR: Mm BOUZEBODJIA	Echelle: 1/25
Planche N° : 18	
Promotion: 2016-2017	

FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 75) SENS LONGITUDINALE



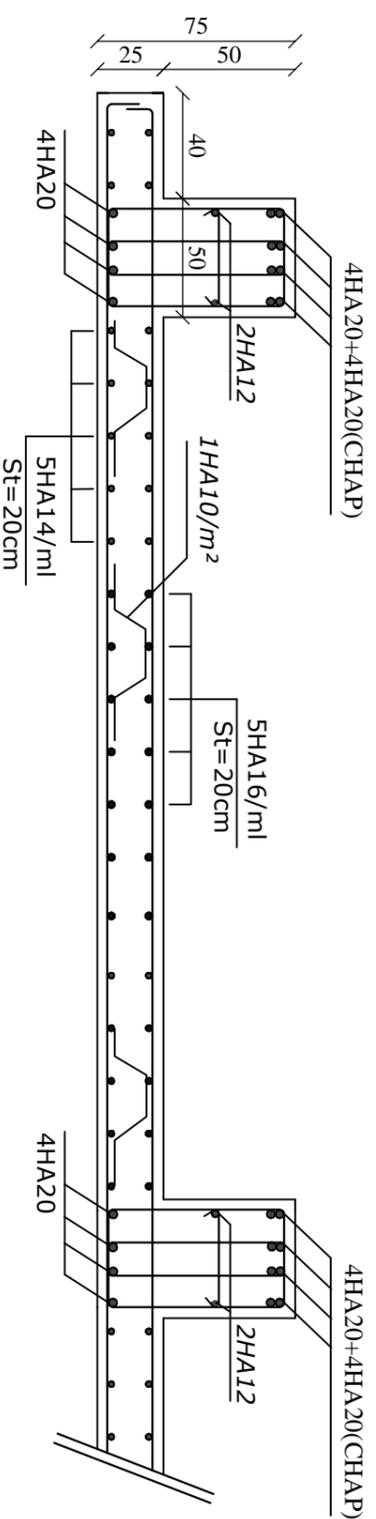
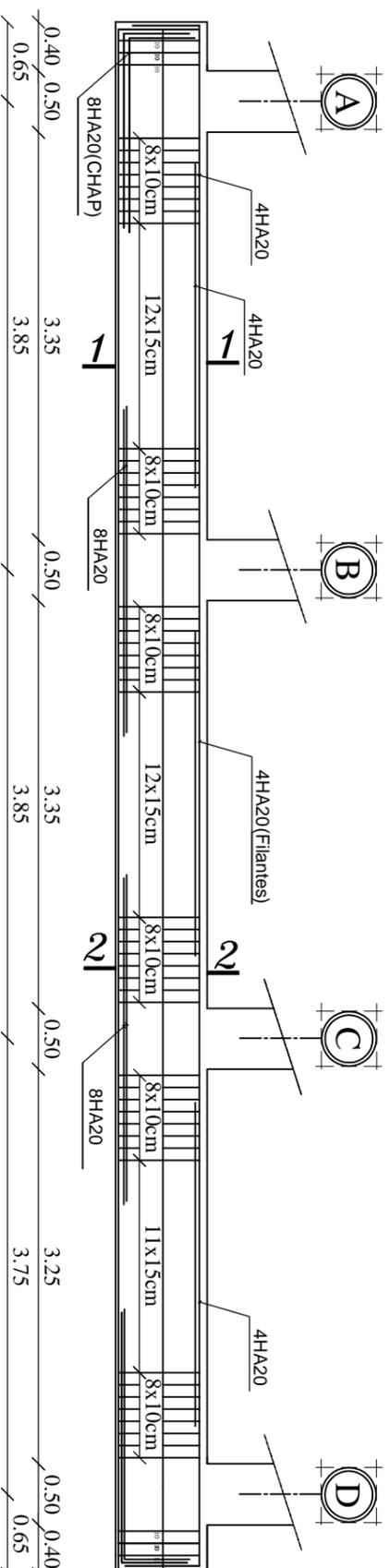
FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL (SENS --X-X--)
COUPE --1-1--



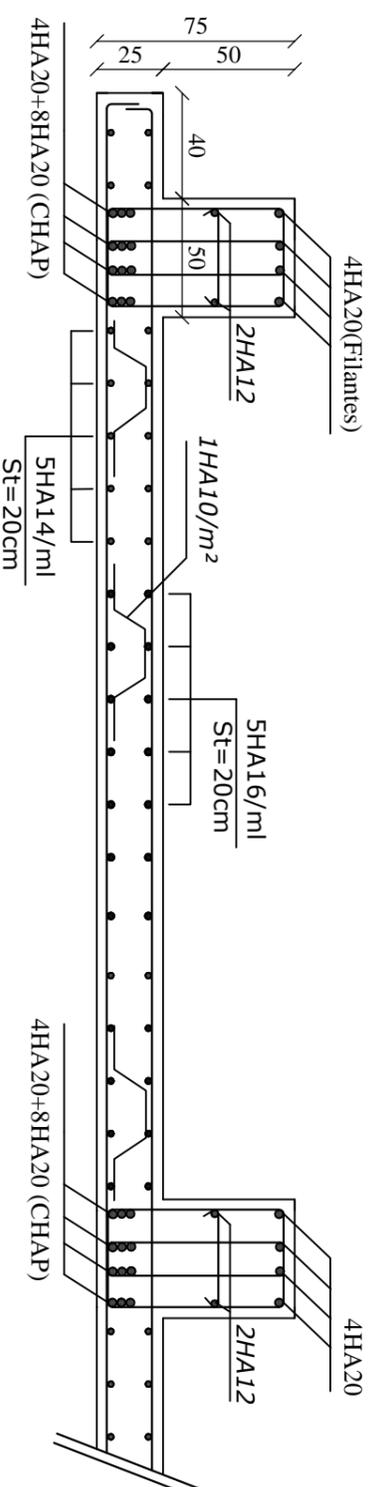
FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL (SENS --X-X--)
COUPE --2-2--

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIANT PAR: Mr BRHMAT Raik	FERRAILLAGE DU RADIER
DIRIGER PAR: Mm BOUZEROUJIA	
Planche N°: 20	Echelle: 1/100; 1/50
Promotion: 2016-2017	

FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 75) SENS TRANSVERSAL



FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL (SENS --Y-Y--)
COUPE --1-1--



FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL (SENS --Y-Y--)
COUPE --2-2--

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIANT PAR: Mr BRHMAT Rafik	FERRAILLAGE DU RADIER
DIRIGER PAR: Mm BOUZEROUDDJA	Echelle: 1/100; 1/50
Planche N°: 21	
Promotion: 2016-2017	