



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.
Faculté De Génie De La Construction.
Département De Génie Civil.

Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme de master 2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.*

THÈME

*Etude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation
Contreventé par des voiles porteurs.*

Etudié par :

Mr. HAMLAT Koussaila.

Mlle. YAHIAOUI Souad.

Dirigé par :

Mr. BOUKAIS

Sommaire.

Introduction générale -----p1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I-1- Description de l'ouvrage :-----p2

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :-----p2

I-3- Les éléments de l'ouvrage :-----p2

I-4- Hypothèses de calcul :-----p3

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux-----p4

Chapitre II : prédimensionnement des éléments.

II-1- Pré-dimensionnement des Planchers: -----p11

II-2- Pré-dimensionnement des poutres :-----p13

II-3- Pré-dimensionnement des poteaux :-----p14

II-4. Détermination des charges et surcharges :-----p15

II.5.Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :-----p19

II.6.Descente de charges :-----p20

II.7.pré dimensionnement des voiles :-----p23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 L'acrotère :-----p25

III.2. Escalier :-----p41

III.3 .Calcul de la poutre palière:-----p66

III.4 .Les planchers à corps creux:-----p77

III.5.Calcul de la dalle pleine (hall d'assesseur) :-----p94

III.6. Calcul de la dalle pleine triangulaire :-----p100

III.7.Calcul des balcons :-----p105

III.7Calcul du porte à faux :-----p111

III.8.Calcul de la salle machine:-----p116

Chapitre IV : Modélisation et vérification au RPA.

IV. 1 Introduction :-----p125

IV-2- Choix de la méthode de calcul :-----p125

IV-3- modélisation et introduction des données :-----p126

IV-4- Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :-----p131

Chapitre V : Modélisation et vérification au RPA.

V.1 Introduction:-----	p140
V.2 les efforts internes dans les poutres:-----	p140
V.3 les efforts internes pour les poteaux:-----	p162
V.4 Les efforts internes dans les voiles :-----	p178

Chapitre VI: Ferrailage des éléments :

VI -1 Introduction : -----	p189
VI -2 Ferrailage des poutres: -----	p189
VI-3 Ferrailage des poteaux : -----	p209
VI.4 Ferrailage des trumeaux:-----	p234
VI.5 Etude des linteaux :-----	p246
VI.6 Voile périphérique :p253	

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure :

V II-1- Introduction :-----	P254
VII-2-Choix du type de fondation :-----	P254
VII -3) Calcul du radier général :-----	P259
VII -4) Ferrailage du radier :-----	P266
VII -5) Ferrailage des nervures :-----	p273

<i>Conclusion générale</i> -----	p284
----------------------------------	------

Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous accordé d'avoir accompli ce travail, qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifices.

Nous exprimons nous profonds et sincères remerciements à notre promoteur Mr BOUKAIS. S, pour avoir cru en nos capacités pour mener à bien notre travail, qu'il a toujours dirigé avec une très grande rigueur scientifique. Sa disponibilité, ses conseils, ses encouragements et sa bonne humeur tout le long de notre travail. Aussi il a su répondre à notre nombreuses sollicitations avec efficacité.

Nous tenons également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet en particuliers : Mr MAGHLAT. M, et Mr ALLOU. A.

Nos vifs remerciement iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicace

A mes parents,

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

A mes frères et mes sœurs,

J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. A cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrant le fruit de mon travail.

Je tiens aussi à dédier ce travail à:

- *Mes sœurs et leurs belle famille*
- *Mes neveux et mes nièces .*
- *Toute la famille HAMLAT*

A mes très chers amis,

Surtout Ali et Farid.

À ma binôme Souad et sa famille, et ceux qui me tiennent à cœur.

Dédicace

A mes parents,

Vous avez manifesté beaucoup de sacrifices afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrons ce travail qui est le fruit de vos sacrifices. Je vous dois toute ma vie, je vous souhaite une longue vie et parfaite santé.

A mes frères et mes sœurs,

J'apprécie beaucoup la grande affection que vous avez pour moi. A cette reconnaissance, je vous manifeste mon meilleur sentiment en vous offrant le fruit de mon travail, vous Kamel, Naïma, Nissa, Nacéra et Idir.

Je tiens aussi à dédier ce travail à:

- *Mes grands mères*
- *Mon oncle Moh*
- *Mes oncles paternels*
- *A wassila et sa famille*
- *Toute la famille YAHIAOUI et TAKI*

A mes très chers amis,

Souad Kh., Chahrazed, Samia, Nounou, Souad .A, Madjid Hakima, Ghania , Ghenima , Houria, Fatiha, Karima , Nassim , Djalal, Sofiane, Ali, Farid, à mon binom Koussaila et sa famille , et ceux qui me tiennent à cœur.

Introduction générale.

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et, qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes. L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...)

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à 10 étages, à usage d'habitation, dont la forme en plan est irrégulière.

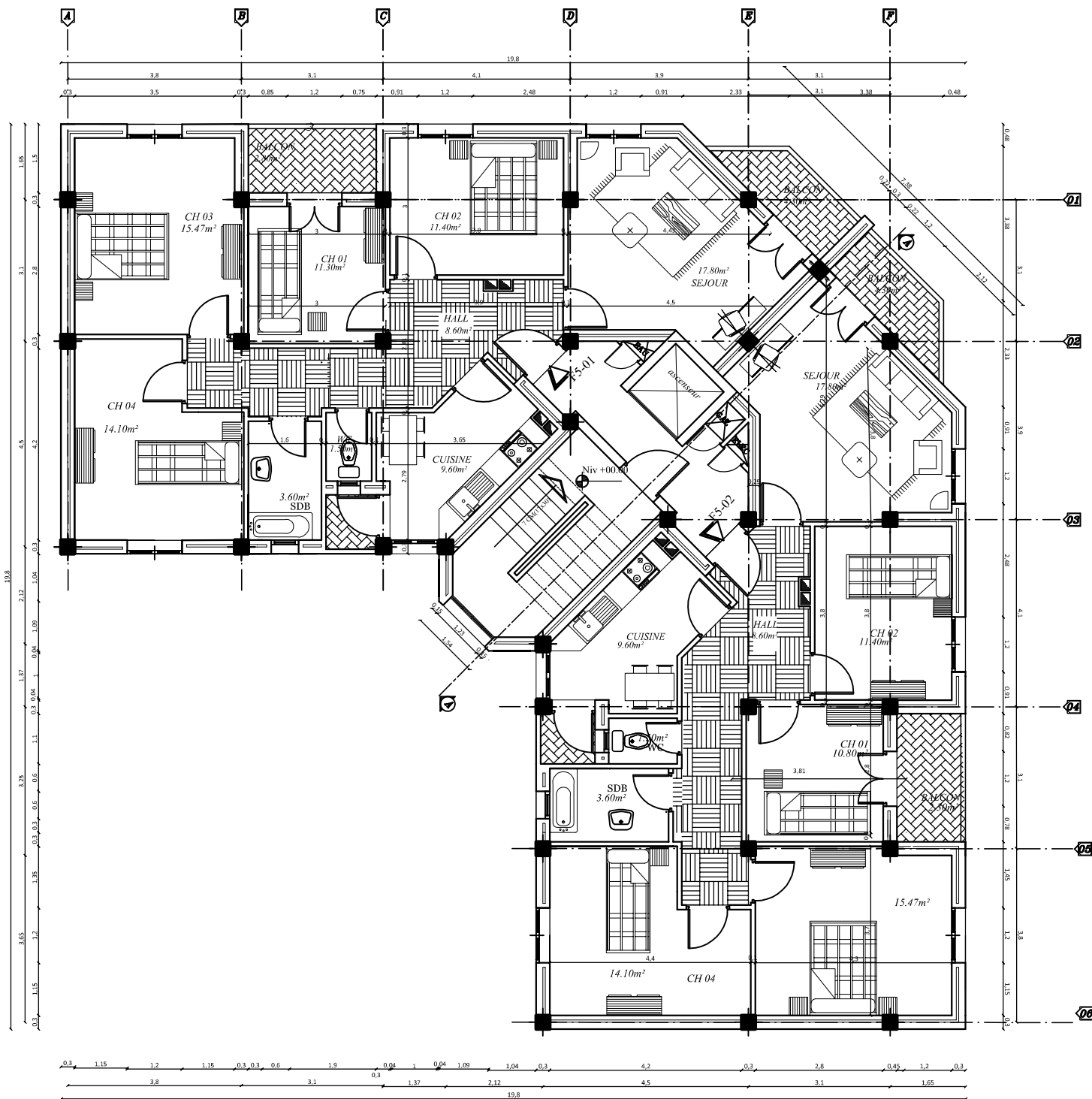
Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

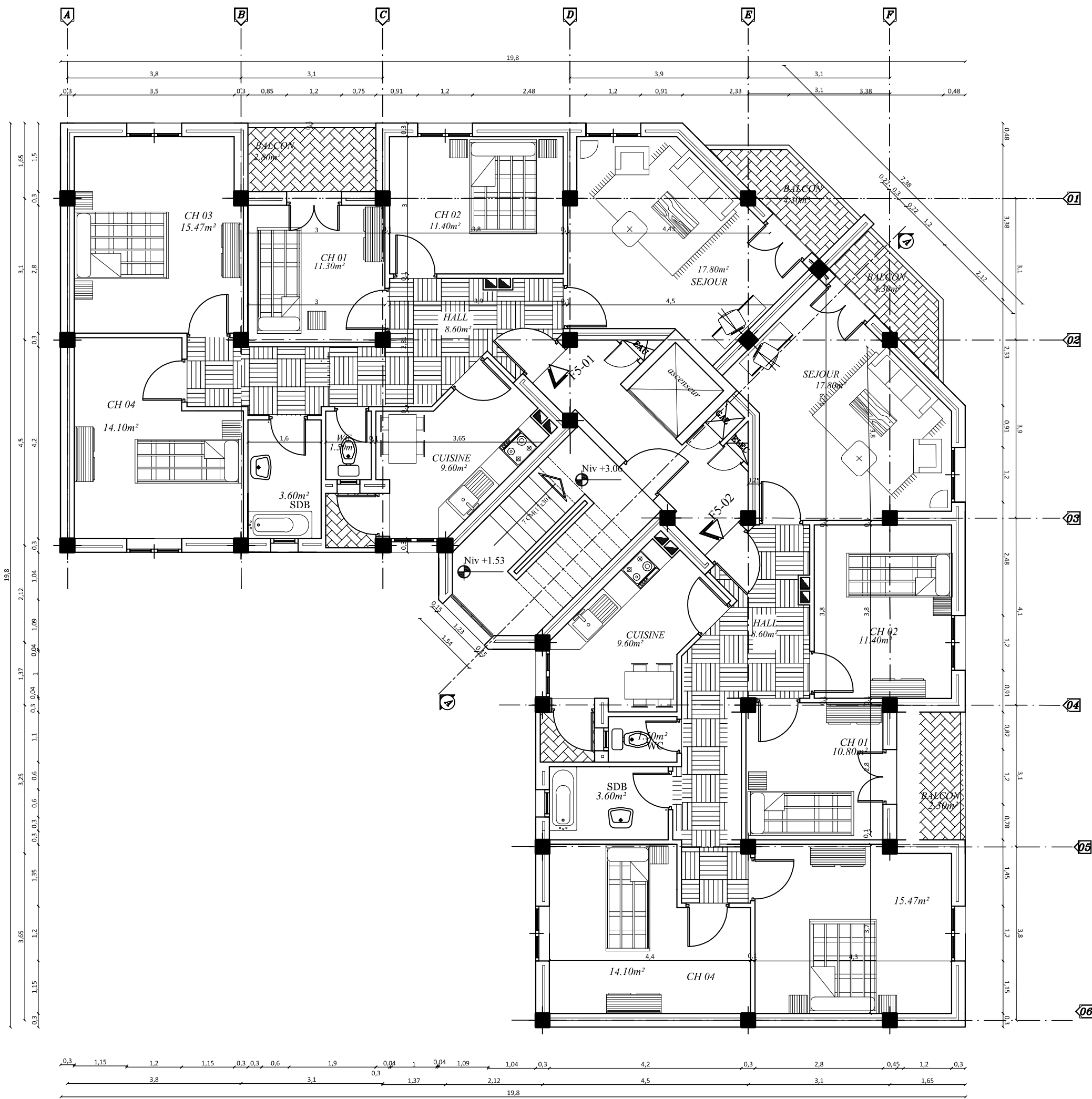
La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- ▶ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- ▶ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

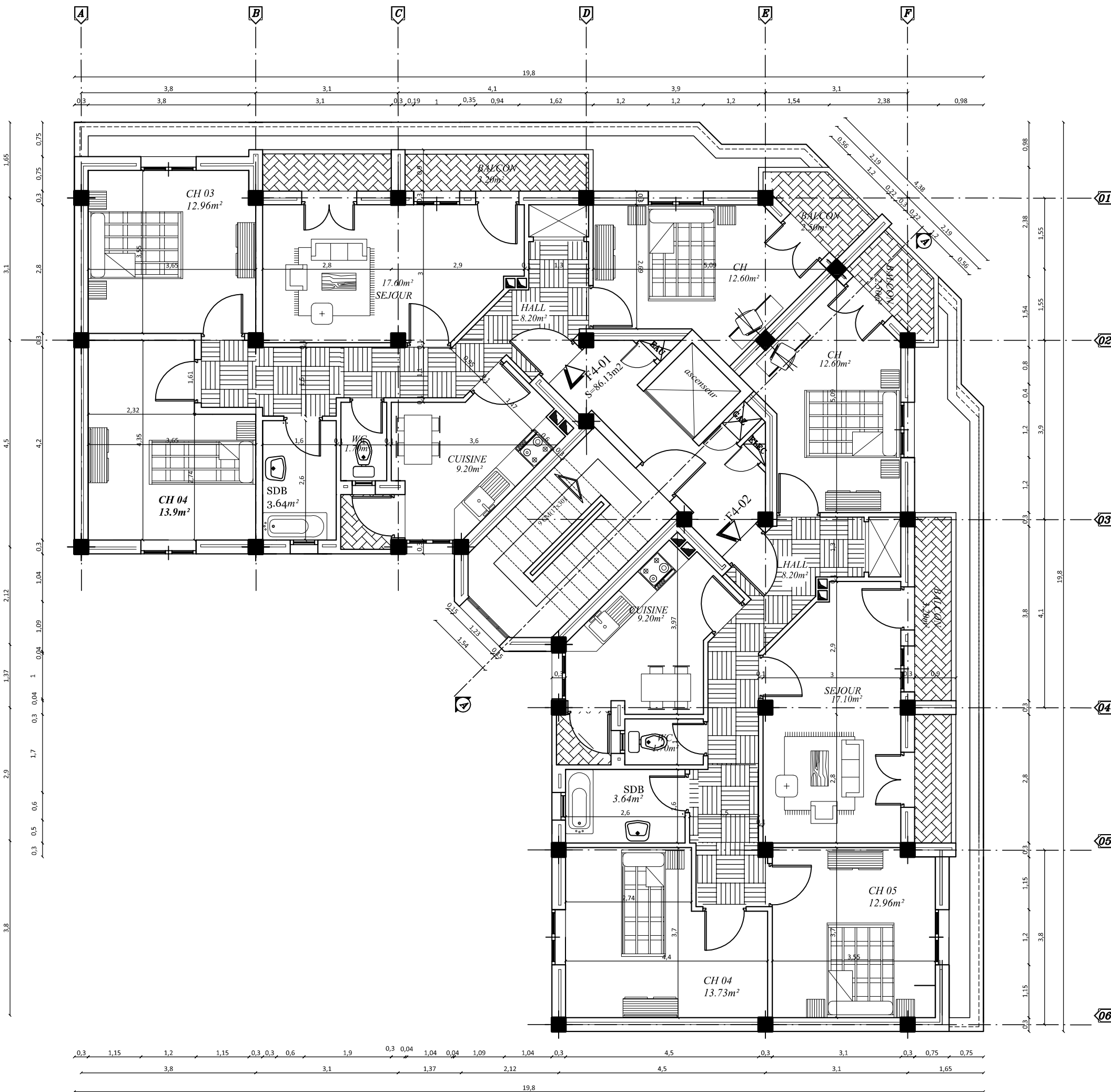
Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.



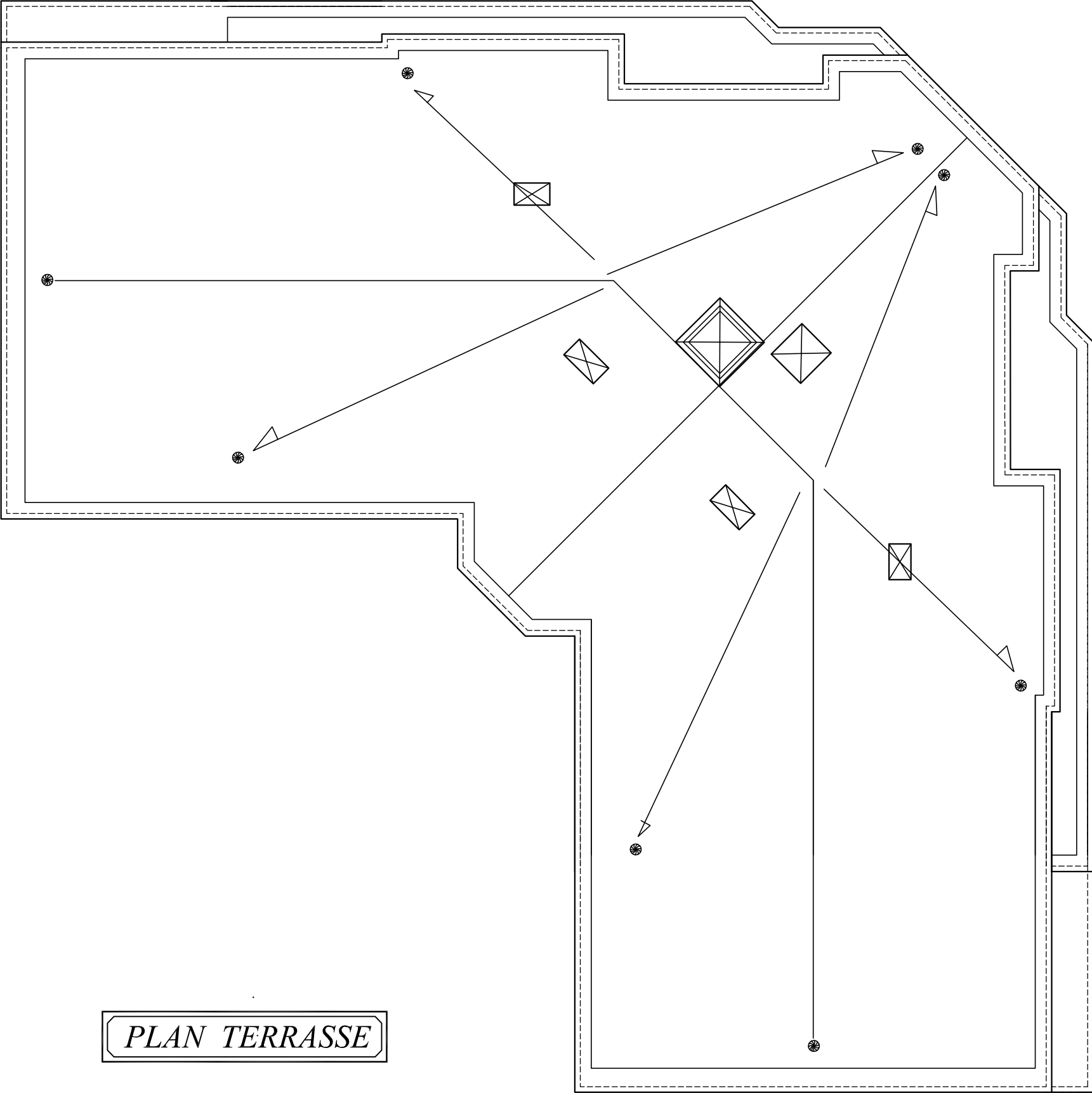
PLAN DU RDC



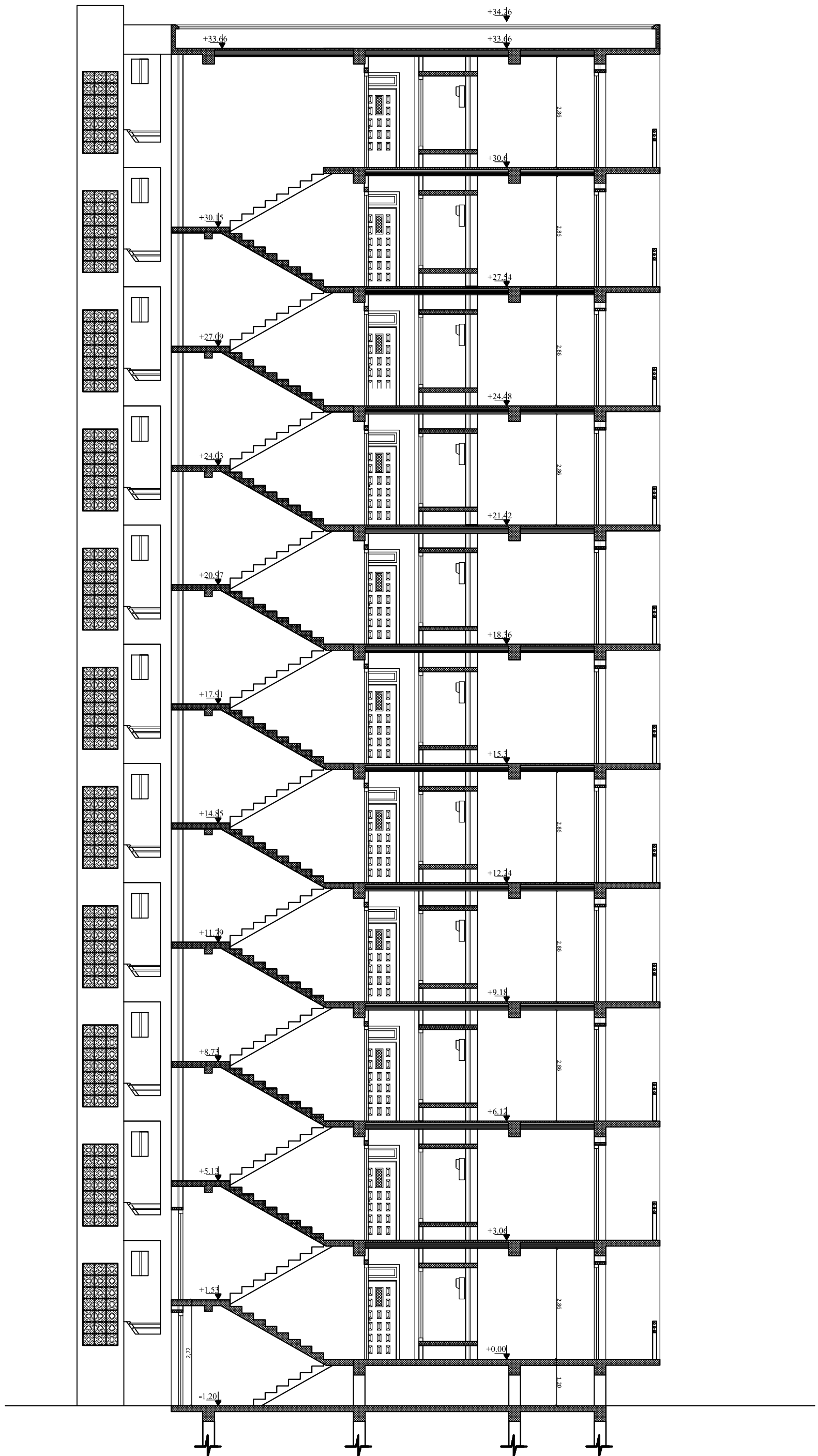
PLAN D'ETAGE COURANT



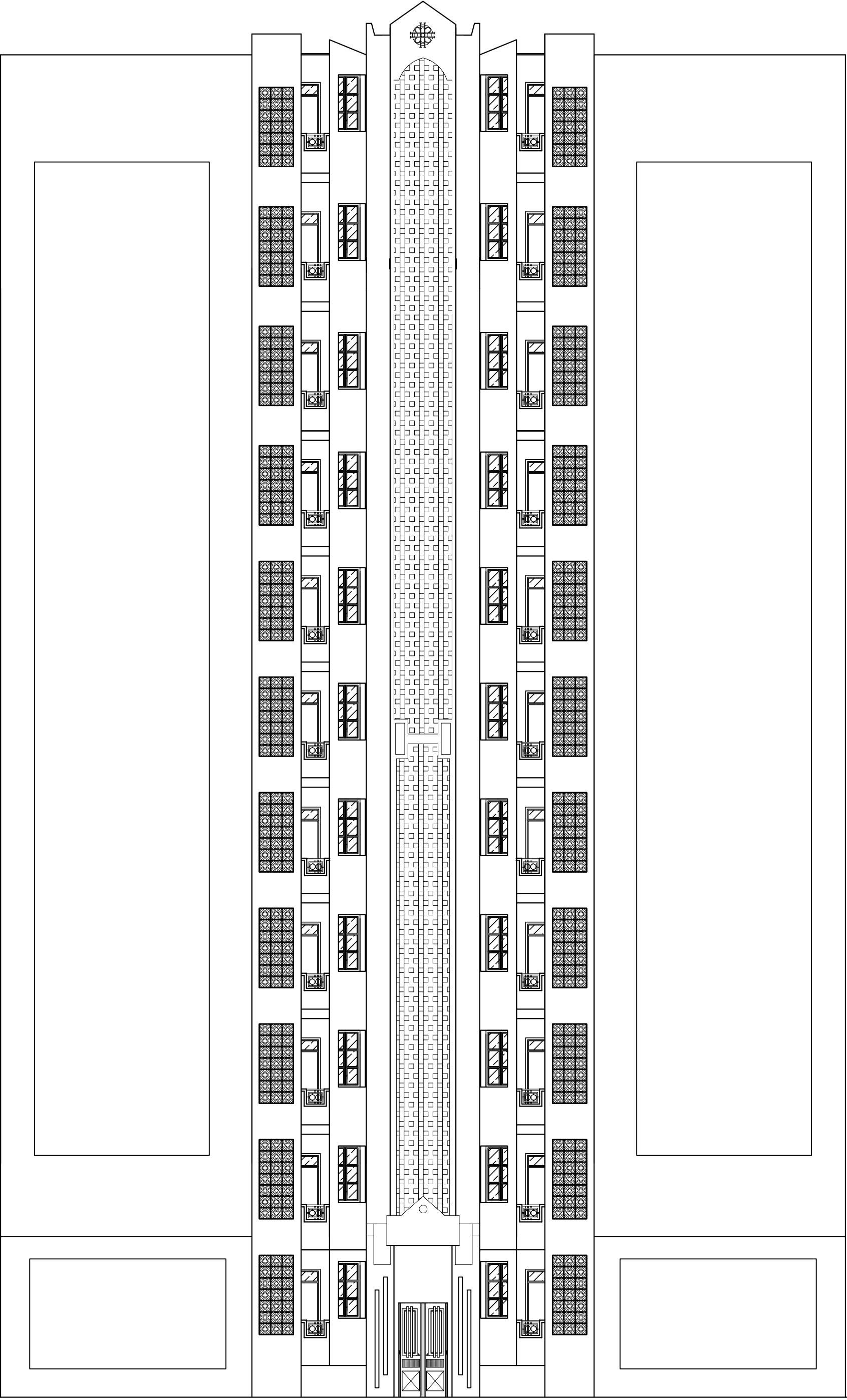
PLAN D 'ETAGE 10ème



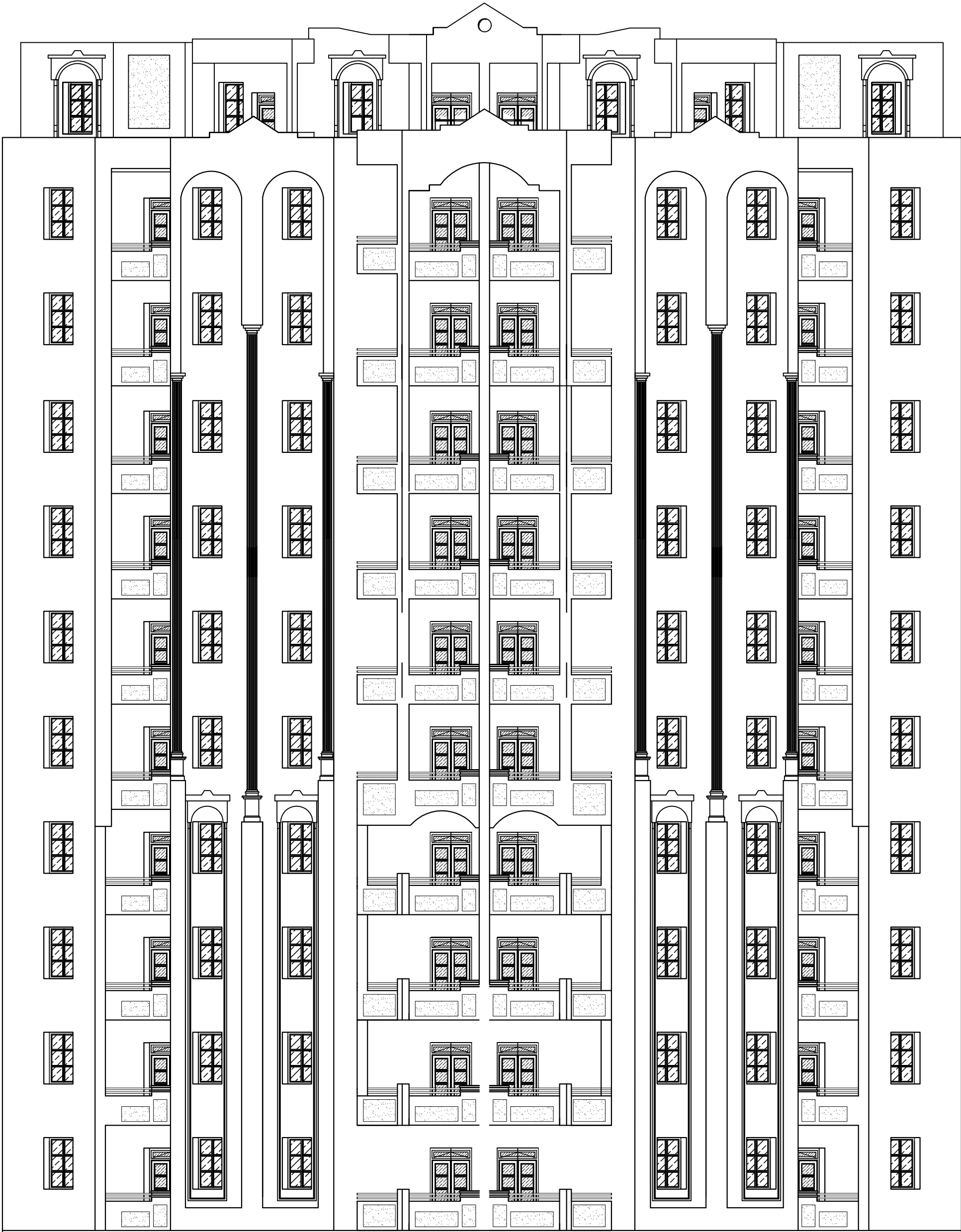
PLAN TERRASSE



Coupe A-A



FAÇADE POSTERIEURE



FAÇADE PRINCIPALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I-1- Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié par un bureau d'étude consiste le calcul d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation implanté à TIZI OUZOU ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage en plan sont :

- Longueur totale : $L=19.8\text{m}$
- Largeur totale : $L=19.8\text{m}$
- Hauteur totale (sans acrotère ni salle machine) : $H= 34.85\text{m}$
- Hauteur du R.D.C : $3,06\text{m}$
- Hauteur d'étage : $3,06\text{m}$

Remarque : vu la géométrie en plan qui est irrégulière et la forme en L de la structure l'absence du joint sismique est dû à l'aspect architectural de celle-ci, ce qui empêche la mise en place de ce joint.

I-3- Les éléments de l'ouvrage :

I-3-1- L'ossature : la tour a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.)

I-3-2- Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
 - Fonction d'isolation : les planchers isolés thermiquement et acoustiquement.
- Dans notre cas nous avons deux type de planchers, plancher à corps creux et plancher en dalle pleine.

I-3-3- Les escaliers : un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place

I-3-4- Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

I-3-5- Terrasses : Notre bâtiment est muni d'une terrasse non accessible.

I-3-6- La cage d'ascenseur : Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

I-3-7- Le remplissage (maçonnerie) : La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

I-3-8- L'acrotère: Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I-3-9- Les revêtements :

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

I-3-10- Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-3-11- Système de coffrage : On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarisés, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

I-4- Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

I-4-1-Etats limites ultimes (ELU) : Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

- **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I-4-2-Etats limites de service (ELS) : Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

- **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$)
 $n=15$: coefficient d'équivalence.

I-5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1- Le béton : Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
 - Gravions : 800 L
 - Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m^3

- Eau de gâchage : 150 à 200 L

1- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

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

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

2- Résistance caractéristique du béton à la traction : La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

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

3- Module de déformation longitudinale: Il existe deux modules de déformation longitudinale :

✓ **Module de déformation instantanée :** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,21})$$

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

✓ **Module de déformation différée :** Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 22})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa on à } E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa.}$$

4- Module de déformation transversale : Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

- $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

5- Modèles de calcul :

5-1) A l'ELU : pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{bc}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante.

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :
 $\theta=1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.
 $\theta=0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.
 $\theta=0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $f_{bc}=14,2\text{MPa}$.

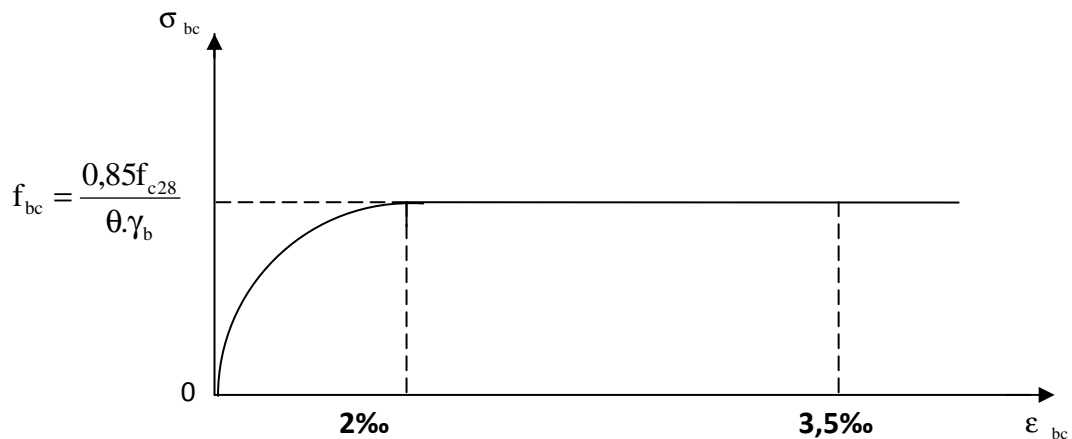
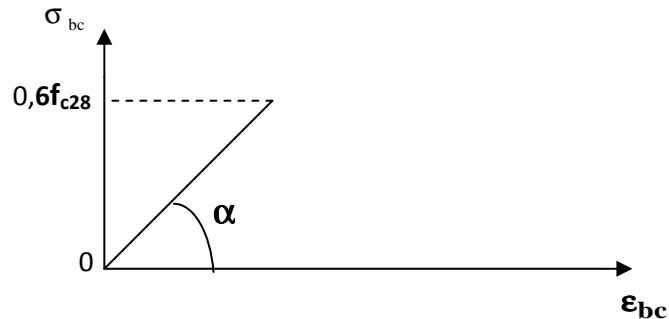


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

5-2) A l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} . \quad (\text{BAEL 91, art A.4.5,2})$$



$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

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

6) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 modifies 99, art A.5.1,21}).$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_o : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes :

⇒ Si les armatures sont droites :

$$\hookrightarrow \text{En fissuration non préjudiciable : } \tau_u \leq 0,64 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

$$\hookrightarrow \text{En fissuration préjudiciable et très préjudiciable : } \tau_u \leq 0,51 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

$$\Rightarrow \text{Si les armatures sont inclinées à } 45^\circ : \tau_u \leq 0,90 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}.$$

⇒ Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$: il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

◆ **Poids volumique de béton** : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

➤ 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.

➤ 2500 daN/m³ s'il est armé.

I-5-2- Acier :

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

– Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.

– Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.

– Treillis soudé de type TS520.

2) - **Module d'élasticité longitudinale de l'acier** : Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. (BAEL 91, art A.2.2,1)

3) - **Coefficient de poisson des aciers** : il est pris égale $\nu = 0,3$.

4) - **Contraintes limites** :

$$\blacksquare \text{Contrainte limite ultime : } \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

■ **Contrainte limite de service** :

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

➤ Fissuration peu nuisible :

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation. $\overline{\sigma_s} = f_e$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32)

➤ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...etc.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,33})$$

➤ Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,34})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1,6 \rightarrow$ pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta=1,3 \rightarrow$ pour les HA de diamètre < 6 mm.

$\eta=1,0 \rightarrow$ pour les RL.

5) **Diagramme contraintes déformations de l'acier :** Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2,2)

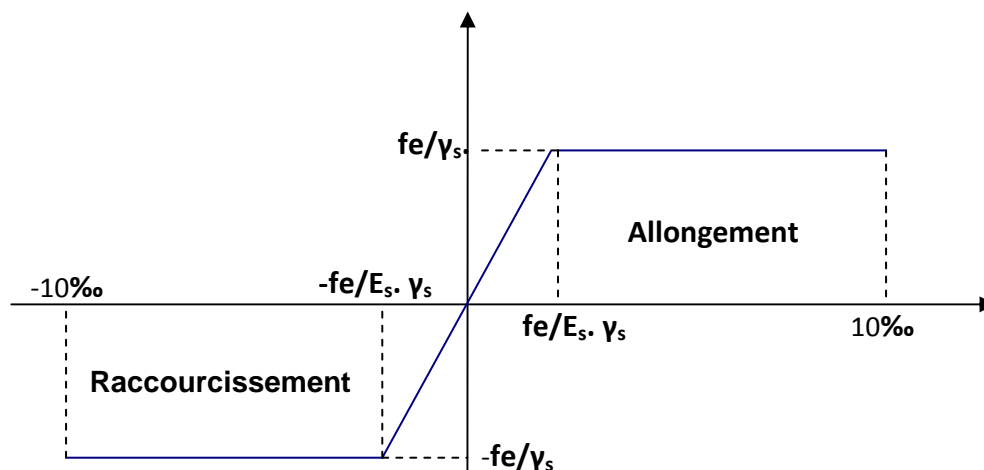


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation.

6) - Protection des armatures : (BAEL 91, art A.7.2,4)

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

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

7) -La réglementation utilisée : L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

Chapitre II : prédimensionnement des éléments.

II- Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II-1- Pré-dimensionnement des Planchers:

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

II-1-1- Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

L: portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur total du plancher.

$$L=410-30=380 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{380}{22,5} = 16.89 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de $(16+4) \Rightarrow h_t=20\text{cm}$

D'où L'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

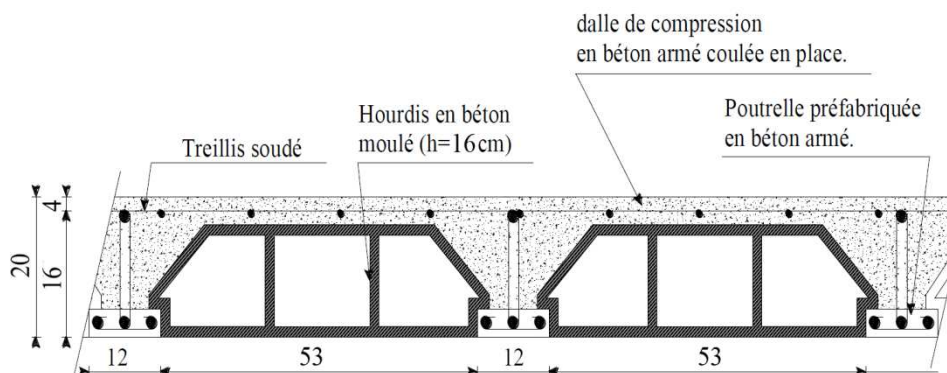


Fig II.1 Plancher à corps creux 16+4

II-1-2-Plancher en dalle pleine

1-Dalle pleine pour les portes à faux et les balcons :

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante:

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0=1.5\text{m}$: portée libre du porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 150 / 10 \rightarrow e \geq 15\text{cm}.$$

On adoptera une épaisseur de **$e=15\text{cm}$**

2-Dalle pleine pour le hall d'ascenseur :

C'est une dalle pleine en béton armée qui repose sur plus de trois appuis, avec les dimensions suivantes:

Hall: $L_x = L_y = 4.2\text{m}$

L'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux suivantes :

➤ La condition de résistance :

Dalle reposant sur trois ou plus :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{420} = 1 > 0,4.$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

Donc le panneau travaille suivant les deux directions.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{420}{50} \leq e \leq \frac{420}{40}$$

$$\Rightarrow 10.40\text{cm} \leq e \leq 10.5\text{cm}$$

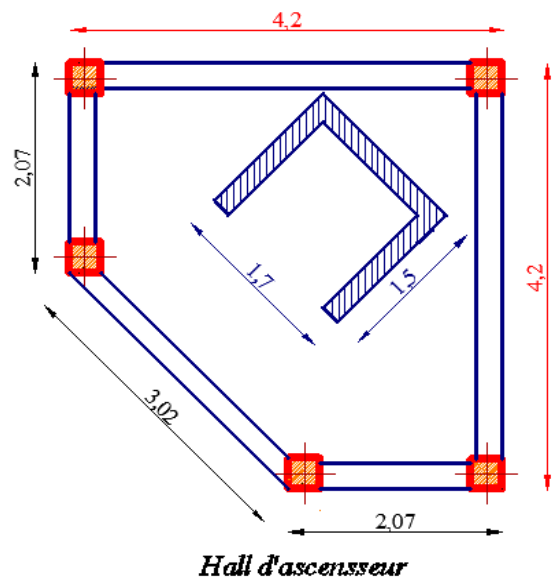
Soit : $e = 10\text{cm}$

➤ Condition de résistance au feu :

Notre structure est compartimentée en coupe-feu de 2 heures.

D'où : $e = 11\text{cm}$

On adoptera : **$e=15\text{cm}$** .



II-2- Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

➤ Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ avec L : portée libre de la poutre.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Pour les poutres hyperstatiques on utilisera la formule¹ suivante :

➤ Hauteur : $\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{15}$ avec L : portée libre maximale de la poutre.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

1-Poutres principales :

$$L_{\max}=440-30=420\text{cm}$$

➤ Hauteur : $\frac{L_{\max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{15} \Leftrightarrow \frac{420}{20} \leq h_t \leq \frac{420}{15} \Leftrightarrow 21 \leq h_t \leq 28$

On prend : $h_t=30$ cm.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 21$

On prend : $b=25$ cm.

2-Poutres secondaires :

$$L_{\max}=410-30=380\text{cm}$$

➤ Hauteur : $\frac{L_{\max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{15} \Leftrightarrow \frac{380}{20} \leq h_t \leq \frac{380}{15} \Leftrightarrow 19 \leq h_t \leq 25.33$

On prend : $h_t=30$ cm.

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Leftrightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$
 $\Leftrightarrow 12 \leq b \leq 21$

On prend : $b=25$ cm.

1. André coin, calcul des Bâtiments en béton armé, page111, septembre 1999, édition Eyrolles.

3-Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003 :

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

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

	<i>Poutres principales</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>Vérifié (oui/non)</i>
<i>Hauteur (cm)</i>	$30 \geq 30cm$	$30 \geq 30cm$	oui
<i>Largeur (cm)</i>	$25 \geq 20cm$	$25 \geq 20cm$	oui
<i>Hauteur / Largeur</i>	$1,2 \leq 4$	$1,2 \leq 4$	oui

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

25×30..... Poutres principales.

25×30..... Poutres secondaires.

II-3- Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003). Le RPA nous impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25cm \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \end{cases}$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G_{cum} + Q_{cum}$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

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

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

II-4. Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C 2.2) :

II-4-1. Charges permanentes :

a- Terrasse inaccessible :

◆Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulés	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyâne (par vapeur)	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	14	2.8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,84

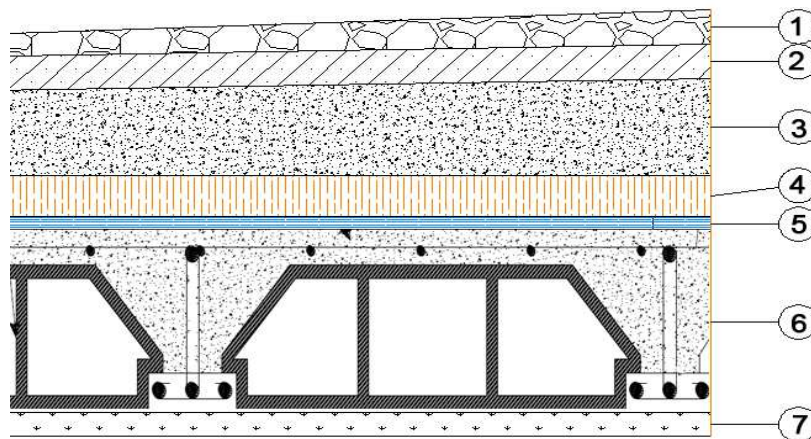


Fig II.2 .coupe verticale du dernier plancher (terrasse)

b- Etage courant:

◆Charges permanentes **G** :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	14	2.8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,20 × 2
				G= 5,50

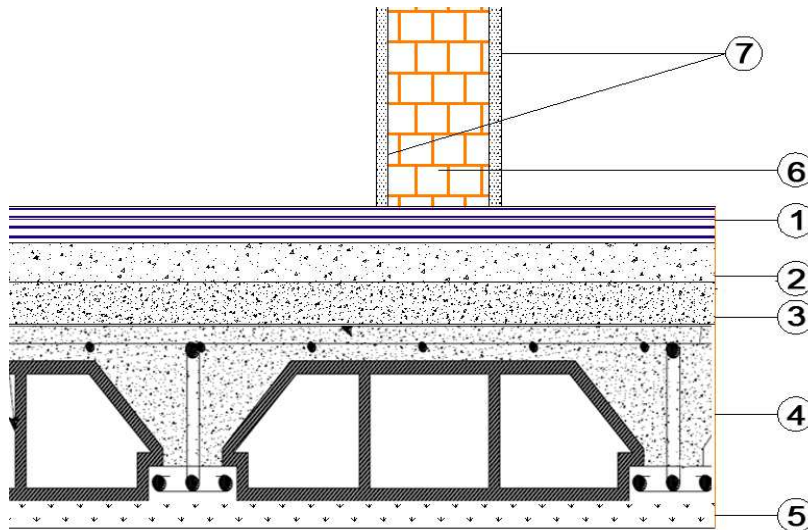


Fig II.3.coupe verticale du plancher de l'étage courant

c- Maçonnerie

➤ Mur extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,15	13	1,95
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				G= 3,49

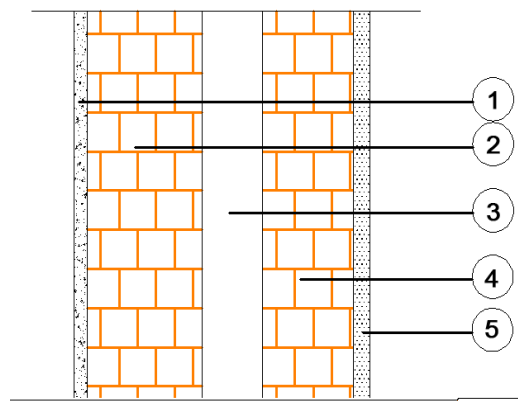


Fig II.4.coupe verticale du mur extérieur

➤ Mur intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02X2	10X2	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,30

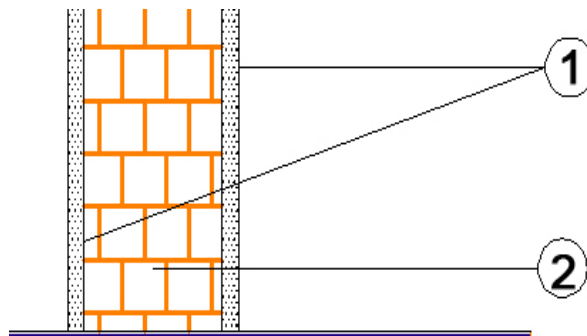


Fig II.5. coupe verticale du mur intérieure

d- Dalles pleines

NB : Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (balcons, portes à faux et le halle d'ascenseur)

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,15	22	0,44
6	Mur intérieur	0,10	/	1,30
				G = 6,45

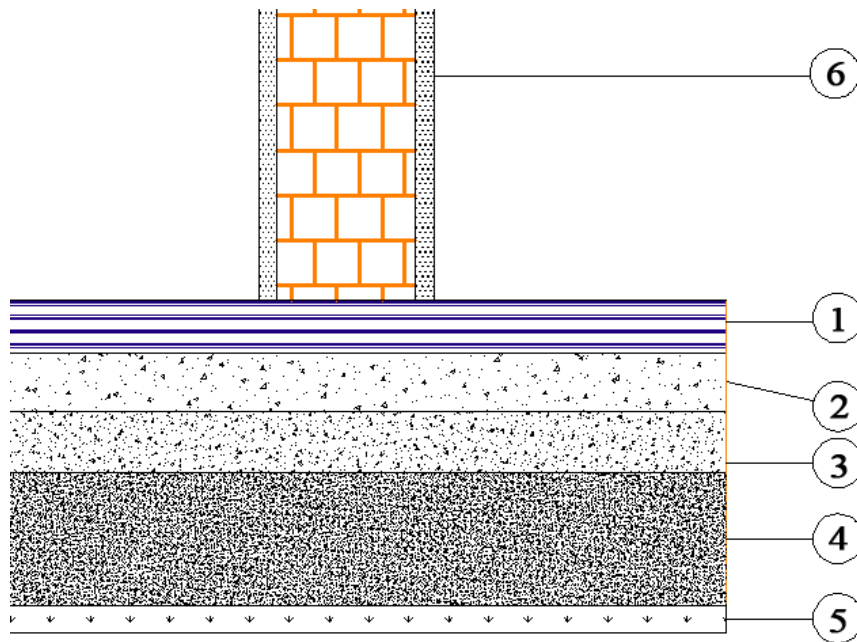


Fig II.6. Coupe verticale du plancher en dalle pleine

II.4.2. Les charges d'exploitations :

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

<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	1.00 KN/m ²
<i>Plancher étage courant à usage d'habitation</i>	1.50 KN/m ²
<i>Balcons</i>	3.50 KN/m ²
<i>Acrotère</i>	1.00 KN/m
<i>Escalier et hall d'ascenseur</i>	2.50 KN/m ²

II.5.Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est C2

a. Surface d'influence :

Surface nette :

$$S_n = (1.4 \times 1.9) + (1.4 \times 1.4) + (1.4 \times 2.1) + (1.9 \times 2.1)$$

$$S_n = 2.66 + 1.96 + 2.94 + 3.99$$

$$S_n = 11.55 \text{ m}^2$$

Surface brute :

$$S_b = 3.6 \times 3.8$$

$$S_b = 13.68 \text{ m}^2$$

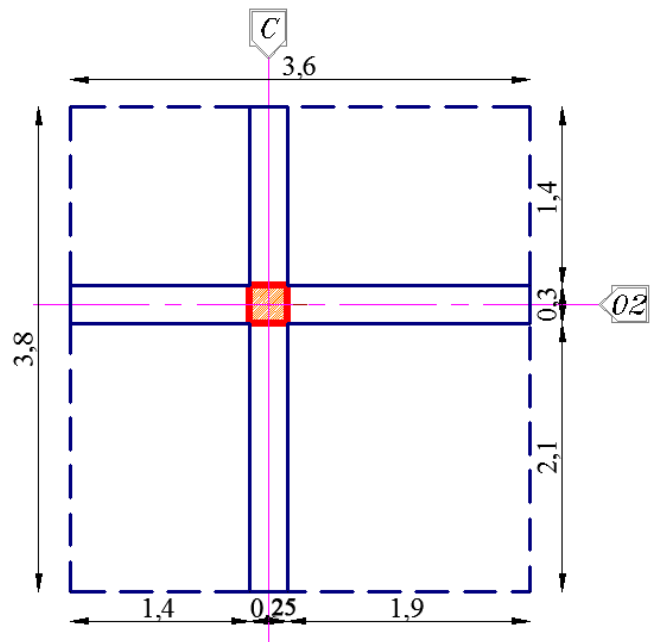


Fig II.7. Surface d'influence du poteau C2

b. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G_t \times S_n$.

- Plancher terrasse :

$$P_{terrasse} = 5.84 \times 11.55 = 67.45 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant et

$$P_{ec} = 5.50 \times 11.55 = 63.52 \text{ KN.}$$

c. Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales :

$$P = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times 3.80 = 7.125 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times 3.60 = 6.750 \text{ KN.}$$

D'où le poids total des poutres est :

$$P = 7.125 + 6.750$$

Ce qui donne : $P_{total} = 13.875 \text{ KN.}$

d. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 11.55 = 11.55 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = 1.50 \times 11.55 = 17.33 \text{ KN}$

e. Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir (25x25) cm²

Poids du poteau du RDC et étages courants :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 2.66 \times 25 = 4.16 \text{ KN}$$

II.6.Descente de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 11.55 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = Q_{PC} = 17.33 \text{ KN}.$$

$$\text{Sous les étages inférieurs à 5 : } Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

- Sous la terrasse : $Q_0 = 11.55 \text{ KN}$
- Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1 = 28.88 \text{ KN}$
- Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 44.48 \text{ KN}$
- Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 58.34 \text{ KN}$
- Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 70.47 \text{ KN}$
- Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 80.87 \text{ KN}$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0.750 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 89.54 \text{ KN}$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 98.17 \text{ KN}$
- Sous le 3^{ème} étage : $Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 106.93 \text{ KN}$
- Sous le 2^{ème} étage : $Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 115.58 \text{ KN}$
- Sous le 1^{ème} étage : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 124.20 \text{ KN}$
- Sous le RDC : $Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 132.80 \text{ KN}$

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
Niv	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Q	Qc	N _s = G _c +Q _c	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
10	67.45	13.87	4.16	85.48	85.48	11.55	11.55	97.03	64.69	25x25
09	63.52	13.87	4.16	81.55	167.03	17.33	46.21	213.24	142.16	25x25
08	63.52	13.87	4.16	81.55	248.58	17.33	63.54	312.12	208.08	25x25
07	63.52	13.87	4.16	81.55	330.13	17.33	80.87	411.00	274.00	25x25
06	63.52	13.87	4.16	81.55	411.68	17.33	98.20	503.88	335.92	25x25
05	63.52	13.87	4.16	81.55	493.23	17.33	115.53	608.76	405.84	30x30
04	63.52	13.87	4.16	81.55	574.78	17.33	132.86	707.64	471.76	30x30
03	63.52	13.87	4.16	81.55	656.33	17.33	150.19	806.52	603.60	30x30
02	63.52	13.87	4.16	81.55	737.88	17.33	167.52	905.4	614.55	35x35
01	63.52	13.87	4.16	81.55	819.43	17.33	184.85	1004.28	669.52	35x35
RDC	63.52	13.87	4.16	81.55	900.98	17.33	202.2	1103.2	735.45	35x35

Tableau II.5 : Pré dimensionnement des poteaux.

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.6.1.Vérification :

1. Vérification relative au coffrage :

La vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1
En Zone IIa nous impose :

- Min (b1, h1) = min (25×25) = 25 ≥ 25cmCondition vérifié.
- Min (b1, h1) = 25 ≥ he/20.....Condition vérifié.
Avec he : la hauteur libre du poteau.
- 1/4 < b1 / h1 < 4
Poteaux de RDC, et étage courants: 1/4 < b / h = 30/30 = 1 < 4.Condition vérifié.

2. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b=h$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b=h$.

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- Poteaux (35 x 35), pour le RDC et les étages 1 et 2 :

$$L_0 = 2.76 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{1.93}{0.35} = 13.34 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Poteaux (30 x 30), pour les étages 3, 4 et 5 :

$$L_0 = 2.76 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{1.93}{0.30} = 15.57 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Poteaux (25 x 25), pour les étages 6, 7, 8, 9 et 10 :

$$L_0 = 2.76 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{1.93}{0.25} = 18.53 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Pour les poteaux du vide sanitaire (35X35) :

$$L_0 = 1.20 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{0.84}{0.35} = 5.8 < 50$$

- Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Conclusion :

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

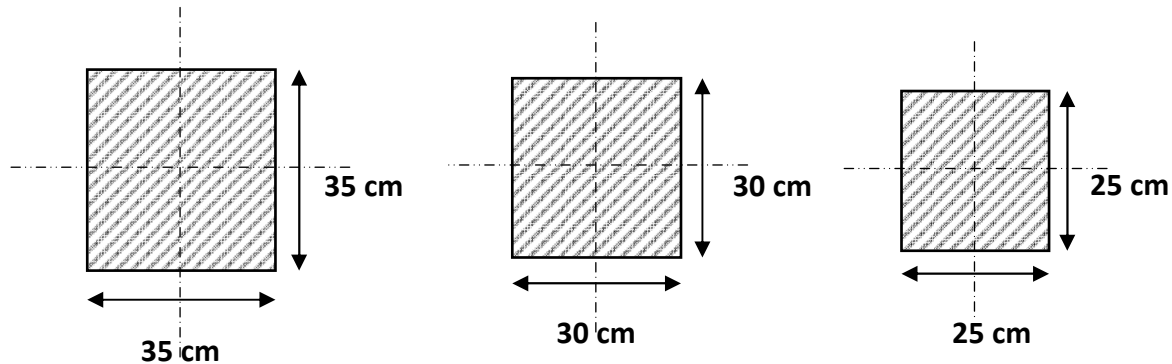


Fig II.8. Coupes transversales des différentes sections de poteaux.

II.7.pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1.RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure II-3.

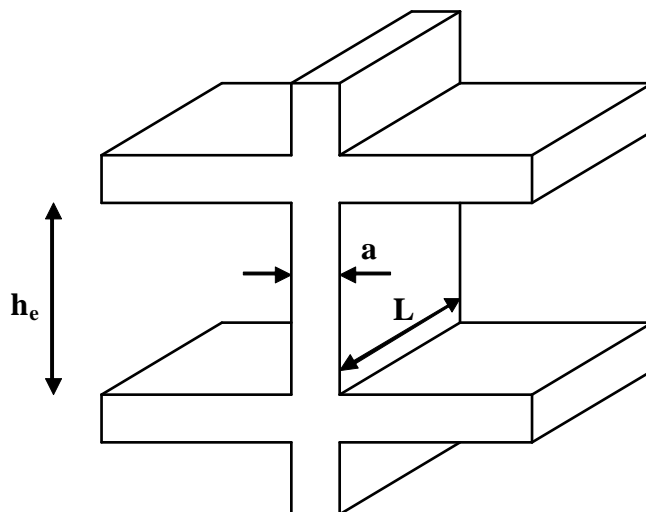


Fig II.9. Coupe du voile en élévation.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{h_e}{20}$

h_e : hauteur libre de l'étage.

Au rez de chaussée $h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m} \Rightarrow a \geq \frac{2,66}{20} = 0,133\text{m}$

Soit $a = 20\text{ cm}$.

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$.

Conclusion :

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

- Plancher à corp creux : (16+4) cm.
- Poutres principales : (25x30) cm².
- Poutres secondaires : (25x30) cm².
- Poteaux : (35x35) cm² pour le VS, RDC, le 1^{er} et 2^{ème} étage.
 (30x30) cm² pour le 3^{ème}, le 4^{er} et le 5^{ème} étage.
 (25x25) cm² pour le 6^{ème}, le 7^{ème}, le 8^{ème}, le 9^{ème} et 10^{ème} étage.
- Voiles : épaisseur de 20 cm.
- Dalles planes : épaisseur de 15 cm.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- ▶ L'acrotère.
- ▶ Les escaliers et la poutre palière.
- ▶ Les planchers à corps creux et dalles pleines.
- ▶ Les balcons et porte à faux.
- ▶ La salle machine.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Pour notre cas nous avons deux types d'acrotères

III.2.1 L'acrotère de type 1 :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferraillage sera déterminer en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

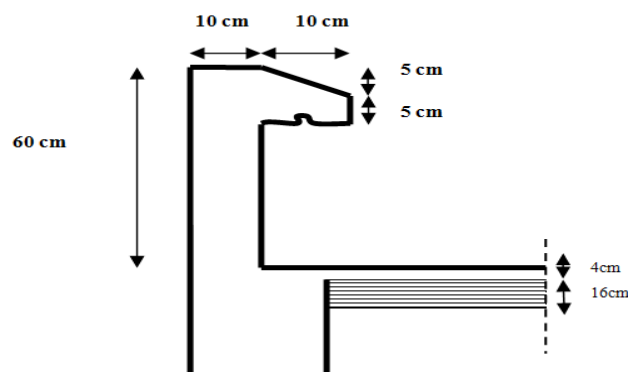


Figure (III.2.1) : Coupe verticale de l'acrotère.

a) Chargement :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui engendre un effort normal (N_G), accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à ($Q=1\text{ kN/ml}$), qui est due à la main courante, cette dernière provoque un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2] \times 25$

$$G = 1.69 \text{ KN/ml}$$

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

b) Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N = G \times 1\text{ m} = 1.69 \text{ KN}$.

L'effort tranchant : $T = Q \times 1\text{ m} = 1 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1\text{ m} = 0.6 \text{ KN.m}$ avec : $H=0.6\text{ m}$.

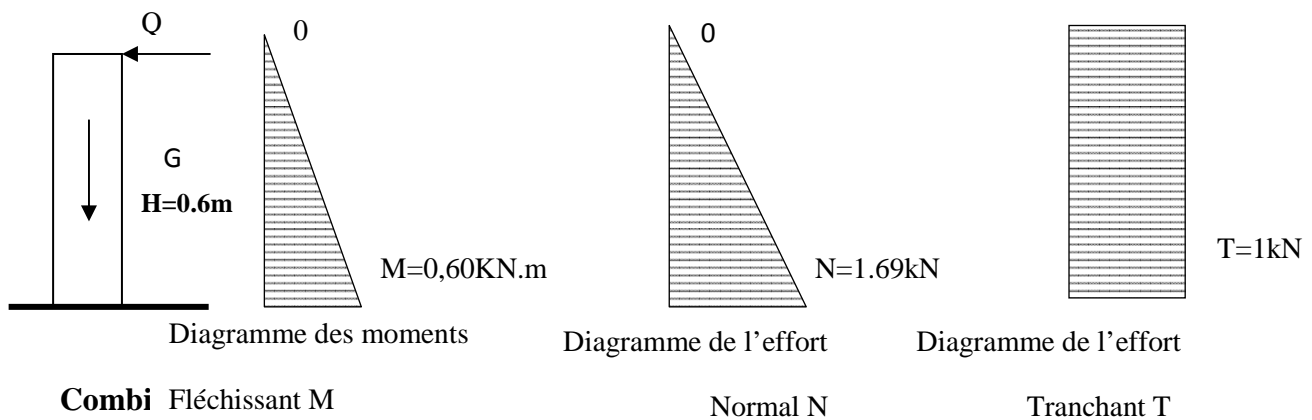


Fig. (III.1.2) Diagramme des efforts internes

ELU : La combinaison

$$N_U = 1.35.N = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_S = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_S = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T = 1 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

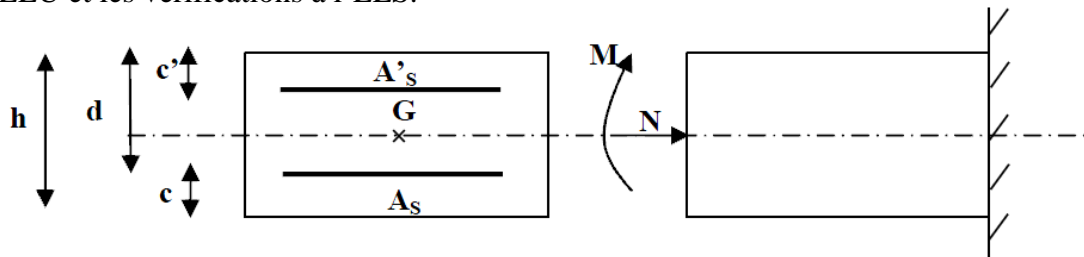


Fig (III.1.4.1) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$$h=10 \text{ cm} ; \quad c=3 \text{ cm} ; \quad d = 7 \text{ cm}.$$

- Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.28} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

$e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis se ramène à la flexion composée.

- Calcul en flexion simple :

- Moment fictif:

$$M_f = M_u + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.28 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.94 \text{ KNm}$$

Moment réduit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.94 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0135$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.0135 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.94 \times 10^4}{0.993 \times 70 \times 348} = 0.4 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_t = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.4 - \frac{2.28}{34.8} = 0.334 \text{ cm}^2.$$

Soit: 4 HA6 avec un espacement $St = 25 \text{ cm/ml}$

$$\text{donc : } A_t = 1.13 \text{ cm}^2$$

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{s \text{ adop}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

4HA6 /ml = 1.13 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$.

d) Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL99 / Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_S et N_S)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.69} = 35.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{35.5 - 0.445 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} \right)$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :** (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN})$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 75.4} = 0.316 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

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

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)**

$$St \leq \{\min 2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.69 \text{ KN.}$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.69} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

➤ **Étape fictive :**

$$M_{fs} = N_s \left(e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.69 \left(0.35 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right) = 0.62 \text{ KNm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

Fissuration préjudiciable.

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

$$\eta = 1.6 ; \text{ Barre HA}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\overline{\mu}_s = 0.01622$$

$$\overline{M}_{fs} = \overline{\mu}_s \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{M}_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{fs} = 16.02 \text{ KNm} > M_f = 0.62 \text{ KNm} \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.62 \times 10^3}{(7-3) \times 201.63} = 0.769 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{st}} = 0.769 - \frac{1.69 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.685 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 0.685 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2 < A_{\text{tadop}} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{ok.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 7} = 0.161$$

$$\rho = 0.161 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.934, k_1 = 60.76 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.934 \times 1.13 \times 7} = 81.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 81.21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81.21}{60.76} = 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99 version 2003/Art 6.2.3)

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. $A = 0.15$ (Groupe 2; zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$$C_p = 0.8 (\text{élément en console})$$

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

$$\text{Alors: } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

III.2.2 L'acrotère de type 2 :

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

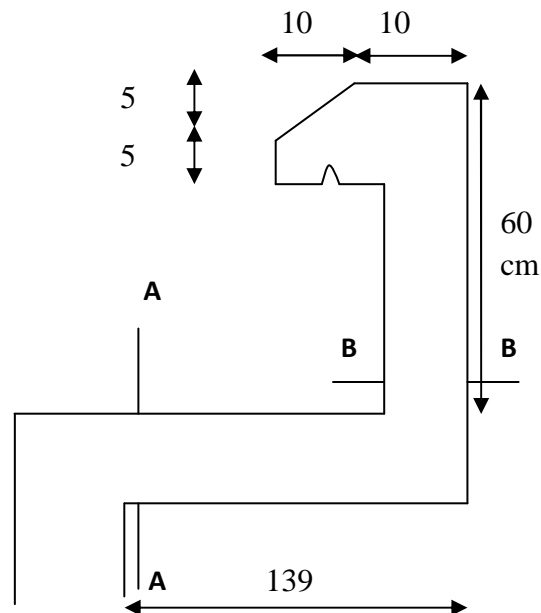
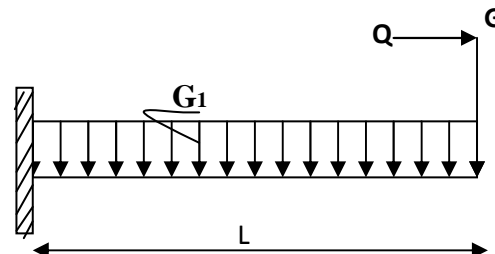


Fig III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

a) Schémas statique :



b) Epaisseur de la dalle (la console):

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{139}{10} = 13.9 \text{ cm}$$

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

c) Chargement :

Poids propre de garde aux corps : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2] \times 25$

$$G = 1.69 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de la dalle : $G_1 = [(1.39 \times 0.15)] \times 25 = 5.21 \text{ KN/ml}$

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

Combinaison des charges :

❖ **à l'ELU :**

La dalle : $Q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 1) \times 1 \text{ m} = 8,53 \text{ KN/m}$.

Le garde corps : $G_u = 1,35 G_1 \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,69 \times 1 \text{ m} = 2,28 \text{ KN}$

La main courante : $q_{u1} = 1,5 \times Q \times 1\text{m} = 1,5 \text{ KN}$.

Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N_u = q_{u1} = 1,5 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $V_u = G_u + Q_u \times L = 2,28 + 8,53 \times 1,39 = 14,14 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant : $M_u = \frac{Q_u l^2}{2} + G_u \times L + Q \times H = \frac{8,53 \times 1,39^2}{2} + 2,28 \times 1,39 + 1 \times 0,6$

$$M_u = 12,01 \text{ KNm}$$

avec : $H=0,6\text{m}$: hauteur de garde aux corps.

❖ **à l'ELS :**

La dalle : $Q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5,21 + 1) \times 1\text{m} = 6,21 \text{ KN/m}$.

Le garde corps : $G_s = G_1 \times 1\text{m} = 1,69 \times 1\text{m} = 1,69 \text{ KN}$

La main courante : $q_{s1} = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$.

Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N_s = q_{s1} = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = \frac{Q_s l^2}{2} + G_s \times L + q_s \cdot H = \frac{6,21 \times 1,39^2}{2} + 1,69 \times 1,39 + 1 \times 0,6$

$$M_s = 8,95 \text{ KNm}$$

d) Ferrailage de la console:

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

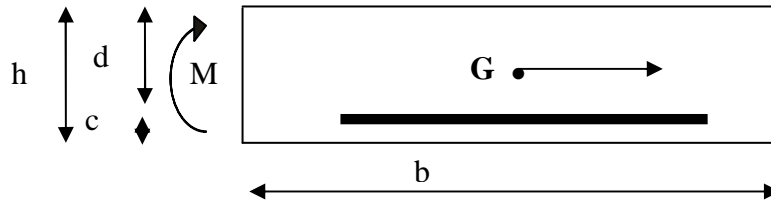


Fig : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$d = 12 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$.

➤ **Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{12.01}{1.5} = 8.01 \text{ m} = 80.1 \text{ cm}$$

$e_u = 80 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 4.5 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

- **Moment fictif:**

$$M_f = Nu \left(e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.5 \left(8.01 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) \right) = 12.08 \text{ KNm}$$

- **Moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.08 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.059$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.059 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.08 \times 10^6}{0.975 \times 120 \times 348} = 312 \text{ mm}^2 = 3.12 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles(en flexion composée) :**

$$A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 3.12 - \frac{1.5 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$.

- **Condition de non fragilité :**(BAEL99 /Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_S et N_S).

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{8.95}{1} = 8.95 \text{ m} = 89.5 \text{ cm}.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{89.5 - 0.445 \times 12}{89.5 - 0.185 \times 12} \right)$$

$$A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons des fissurations préjudiciables :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28}, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q)$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{14.14 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.12 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14140}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c) Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend : $l_s = 35 \text{ cm}$.

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 28 \text{ cm.}$$

III.1.5 vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont prises en compte comme préjudiciables.

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{8.95}{1} = 8.95 \text{ m} = 89.5 \text{ cm.}$$

$$e_s = 89.5 \text{ cm.} > \frac{h}{2} - c = 4.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

Étape fictive :

$$M_{fs} = N_s \left(e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1 \left(8.95 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.03 \right) \right) = 8.99 \text{ KNm}$$

$$M_{fs} = 8.99 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

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

Fissurations préjudiciables.

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

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

$$\eta = 1.6 ; \text{ Barre HA}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\bar{M}_{fs} = \bar{\mu}_s \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}$$

$$\overline{M}_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 120^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 47.09 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{fs} = 47.09 \text{ KNm} > M_f = 12.01 \text{ KNm} \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{8.99 \times 10^3}{(11.5-3) \times 201.63} = 5.24 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{st}} = 5.24 - \frac{1 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 5.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.19 \text{ cm}^2 > A_t = 3.14 \text{ cm}^2.$$

Conclusion:

$$A_{st} > A_t \text{ donc } A_{stadopt} = 5.19 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA12; $A_{stadopt} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm/ml}$

$$A_r = \frac{A_{stadopt}}{4} = 1.4 \text{ cm}^2 \text{ on opte 4HA8 /ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm/ml}$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.470$$

$$\rho = 0.470 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.896, k_1 = 33.08 \}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{8.95 \times 10^3}{0.896 \times 5.65 \times 12} = 147.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 147.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147.49}{33.08} = 4.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 15 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 139 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{139} = 0.108 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \longrightarrow 0.108 > 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{139} = 0.108 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{8.95}{10 \times 8.95} = 0.1 \end{array} \right\} \longrightarrow 0.108 > 0.1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \longrightarrow 0.0049 \leq 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

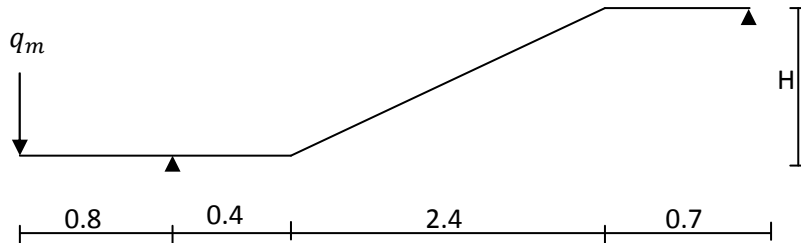
NB :

Pour l'acrotère de type 2 on adoptera le même ferrailage que celui adopté en page 27
paragraphe III.1.4

III.3 Escalier :

III.3.1 Pré dimensionnement :

a) Schémas statique :



- Hauteur de marche : 17 cm
- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{17} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.
- Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches
- le giron : $g = \frac{l_1}{m} = \frac{244}{8} = 30.5 \text{ cm} \Rightarrow g = 30.5 \text{ cm}.$

b) Vérification de la loi de BLANDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq 30.5 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64.5 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Dimensionnement de la paillasse :

La longueur de la paillasse est :

$$L_0 = L + L_p = 244 + 46 + 77 = 411 \text{ cm}$$

$$\frac{411}{30} \leq ep \leq \frac{411}{20}$$

$$13.7 \text{ cm.} \leq ep \leq 20.55 \text{ cm.}$$

On opte pour une épaisseur de **ep = 17 cm** pour la paillasse et le palier.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

a) Charges permanentes :

a-1) Palier :

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Palier	25	0.17	4.25
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ				G _T = 5.96

a-2) paillasse :

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Marches	25	0.17/2	2.125
05	Paillasse	25	0.17	5.02
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
Σ				8.85

b) Charges d'exploitations:

selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F=G (H- e) \times 1\text{m}=3.49 (3.06-0.17)=10.06\text{KN/ml}$

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

c) Combinaison de charges:

➤ à L'ELU :

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.96 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.80 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 8.85 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.70 \text{ KN/ml}$.

$$q_{mu}=1.35q= 1.35 \times 10.06=13.58 \text{ KN/ml.}$$

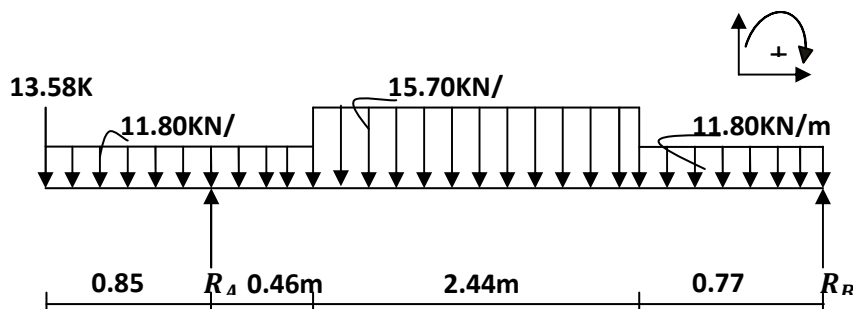
➤ à l'ELS :

$$\text{Palier : } q_{1s} = G + Q = 5.96 + 2.5 = 8.46 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{2s} = G + Q = 8.85 + 2.5 = 11.35 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ms} = 10.06 \text{ KN/ml}$$

III.3.3 Calcul des efforts internes à l'ELU :



❖ Les réaction d'appuis :

$$\sum M/A=0 \leftrightarrow -13.58 \times 0.85 - 11.80 \times \frac{0.85^2}{2} + 11.80 \times \frac{0.46^2}{2} + 15.70 \times 2.44 \times 1.68 + 11.80 \times 0.77 \times 3.285$$

$$-3.67 R_B = 0.$$

$$R_B = \frac{79.65}{3.67} = 21.70 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow R_A = 54.73 \text{ KN.}$$

❖ Vérification :

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A + R_B = q_{mu} + 1.31q_{1u} + 2.44q_{2u} + 0.77q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 13.58 + 1.31 \times 11.80 + 2.44 \times 15.70 + 0.77 \times 11.80 = 76.43 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 76.43 \text{ KN} \leftrightarrow 54.73 + 21.70 = 76.43 \longrightarrow \text{ok.}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.85\text{m}$

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 13.58 + 11.80 x$$

$$T(x) = -11.80x - 13.58$$

$$\begin{cases} T(0) = -13.58 \text{ KN} \\ T(0.85) = -23.65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 13.58(x) + 11.80 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -5.9(x)^2 - 13.58(x)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.85) = -15.80 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ **2^{ème} tronçon** : $0.85 \text{ m} \leq x \leq 1.31 \text{ m}$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 13.58 + 11.80 \times 0.85 - 54.73$$

$$+ 11.80(x - 0.85)$$

$$T(x) = -11.80(x) + 41.15$$

$$\begin{cases} T(0.85) = 31.12 \text{ KN} \\ T(1.31) = 25.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_z(x)/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 13.58x + 11.80 \times 0.85(x - 0.425) + 11.80 \left(\frac{(x-0.85)^2}{2} \right)$$

$$- 54.73(x - 0.85) = 0.$$

$$M_z(x) = -5.9(x - 0.85)^2 + 31.12(x) - 42.26$$

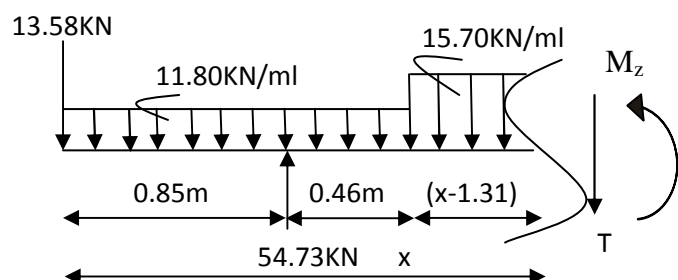
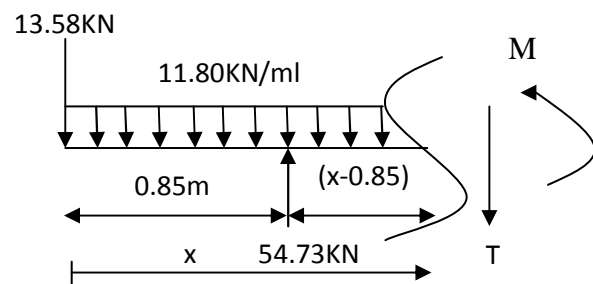
$$\begin{cases} M_z(0.85) = -15.81 \text{ KNm} \\ sM_z(1.31) = -2.74 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ **3^{ème} tronçon** : $1.31 \text{ m} \leq x \leq 3 \text{ m}$

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 13.58 + 11.80 \times 1.31$$

$$+ 15.70 \times (x - 1.31) - 54.73 = 0$$

$$T(x) = -15.70(x) + 46.26$$



$$\begin{cases} T(1.31) = 25.69 \text{ KN} \\ T(3.75) = -12.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / G = 0 \leftrightarrow M_z(x) + 13.58x + 11.80 \times 1.31(x - 0.655) + 15.70 \frac{(x - 1.31)^2}{2} - 54.73(x - 0.85) = 0$$

$$M_z(x) = -7.85 (x - 1.31)^2 + 25.69 (x) - 36.39$$

$$\begin{cases} M_z(1.31) = -2.74 \text{ KNm.} \\ M_z(3.75) = 13.21 \text{ KNm.} \end{cases}$$

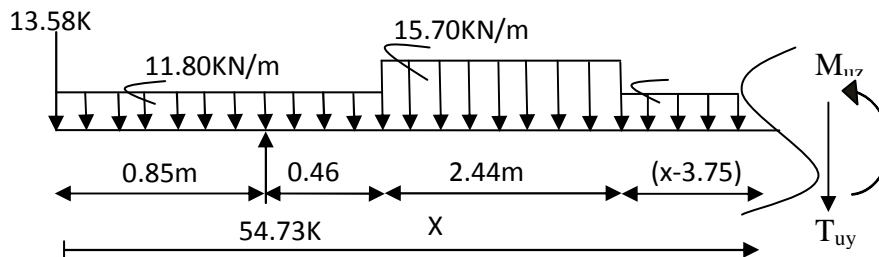
Le moment max à l'état limite ultime :

$$T(x) = -15.70 (x) + 46.26 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.95 \text{ m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z(2.95) = -7.85 (x - 1.31)^2 + 25.69 (x) - 36.39$$

$$M_{zu}^{max}(2.95) = 18.28 \text{ KNm.}$$

➤ **4^{ème} tronçon :** $3.75 \text{ m} \leq x \leq 4.52 \text{ m.}$



$$\sum F / y = 0 \leftrightarrow T(x) + 13.58 + 11.80 \times 1.31$$

$$- 54.73 + 15.70 \times 2.44 + 11.80(x - 3.75) = 0$$

$$T(x) = -11.80(x) + 31.63$$

$$\begin{cases} T(3.75) = -12.62 \text{ KN} \\ T(4.52) = -21.71 \text{ KN} \end{cases}$$

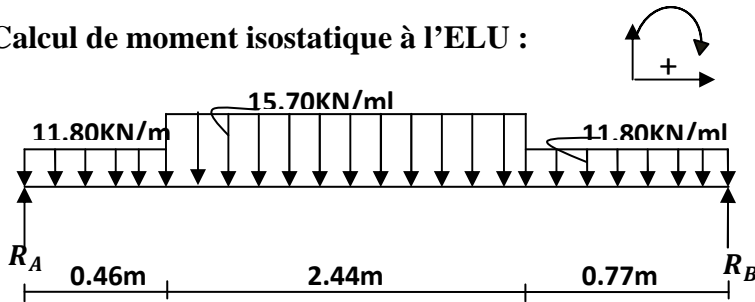
$$\sum M_z(x) / G = 0 \leftrightarrow M_z(x) + 13.58(x) + 11.80 \times 1.31(x - 0.655) + 15.70 \times 2.44(x - 2.53)$$

$$+ 11.80 \left(\frac{(x - 3.75)^2}{2} \right) - 54.73(x - 0.85) = 0$$

$$M_z(x) = -5.9(x - 3.75)^2 - 12.616(x) + 60.52$$

$$\begin{cases} M_z(3.75)=13.21 \text{ KNm.} \\ M_z(4.52)=0. \end{cases}$$

III.3.4. Calcul de moment isostatique à l'ELU :



➤ Les réaction d'appuis :

$$\sum M/A=0 \leftrightarrow 11.80 \times \frac{0.46^2}{2} + 15.70 \times 2.44 \times 1.68 + 11.80 \times 0.77 \times 3.285 - 3.67 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{95.45}{3.67} = 26.01 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow -11.80 \times 0.46 \times 3.44 - 15.70 \times 2.44 \times 1.99 - 11.80 \frac{0.77^2}{2} + 3.67 R_A = 0$$

$$R_A = \frac{98.40}{3.67} = 26.81 \text{ KN}$$

➤ Vérification :

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A + R_B = 1.56q_{1u} + 2.44q_{2u} + 0.9q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 11.80 \times 0.46 + 15.70 \times 2.44 + 11.80 \times 0.77 = 52.82 \text{ KN}$$

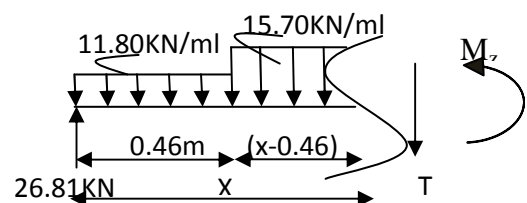
$$R_A + R_B = 52.82 \text{ KN} \leftrightarrow 26.81 + 26.01 = 52.82 \text{ KN} \quad \text{ok.}$$

➤ Calcul le moment max isostatique :

Tronçon $0.46 \text{ m} \leq x \leq 2.9 \text{ m}$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 11.8 \times 0.46 + 15.7(x - 0.46) - 26.81 = 0$$

$$T(x) = -15.7(x) + 28.60$$



$$\begin{cases} T(0.46) = 21.38 \text{ KN} \\ T(2.9) = -16.93 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_z(x) /_G=0 \leftrightarrow M_z(x) - 26.81(x) + 11.80 \times 0.46(x - \frac{0.46}{2}) + 15.70 (\frac{(x-0.46)^2}{2}) = 0$$

$$M_z(x) = -7.85(x - 0.46)^2 + 21.38(x) + 1.25$$

$$\begin{cases} M_z(0.46) = 11.08 \text{ KNm.} \\ M_z(2.9) = 16.52 \text{ KNm.} \end{cases}$$

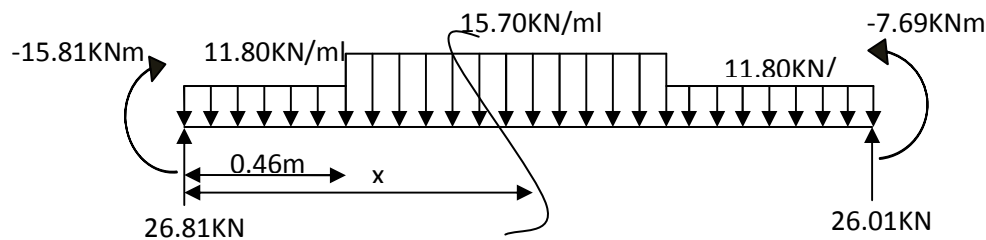
$$T(x) = -15.70(x) + 28.60 \quad x = 1.82\text{m}$$

$$M_0(x) = M_z(1.82) = -7.85(1.82 - 0.46)^2 + 21.38(1.82) + 1.25 = 25.64 \text{ KNm}$$

Le moment réel en appui B est égal à (-0.3) du moment isostatique.

$$M_B = -0.3M_0(x) = -0.3 \times 25.64 = -7.69 \text{ KNm}$$

➤ **Le moment max réel en travée:**



Tronçon : $0.46\text{m} \leq x \leq 2.9\text{m}$

$$T(x) - 26.81 + 11.8 \times 0.46 + 15.7(x - 0.46) = 0$$

$$T(x) = -15.70(x) + 28.604$$

$$T(0.46) = 21.38 \text{ KN}$$

$$T(2.9) = -16.93 \text{ KN}$$

$$M(x) - 26.81(x) + 11.80 \times 0.46 \times (x - \frac{0.46}{2}) + 15.70(\frac{(x-0.46)^2}{2}) + 15.81 = 0.$$

$$M(x) = -7.85(x - 0.46)^2 + 21.38(x) - 14.56^2$$

$$M(0.46) = -4.72 \text{ KNm}$$

$$M(2.9) = 0.71 \text{ KNm}$$

$$T(x) = \theta_{(x)} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = (-15.7(x) + 28.6) + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -15.7(x) + 28.6 + \frac{(-7.69) - (-15.81)}{3.67}$$

$$T(x) = -15.7(x) + 28.6 + 2.21 = -15.7(x) + 30.81 = 0 \longrightarrow x = 1.96\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{(x)}^{tmax} &= \mu_{(x)} + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \frac{x}{l} \\ &= (-7.85(1.96 - 0.46)^2 + 21.38(1.96) + 1.25) - 15.81\left(1 - \frac{1.96}{3.67}\right) - 7.69\left(\frac{1.96}{3.67}\right) \\ &= 25.49 - 7.37 - 4.11 = 14.01 \text{ KNm} \end{aligned}$$

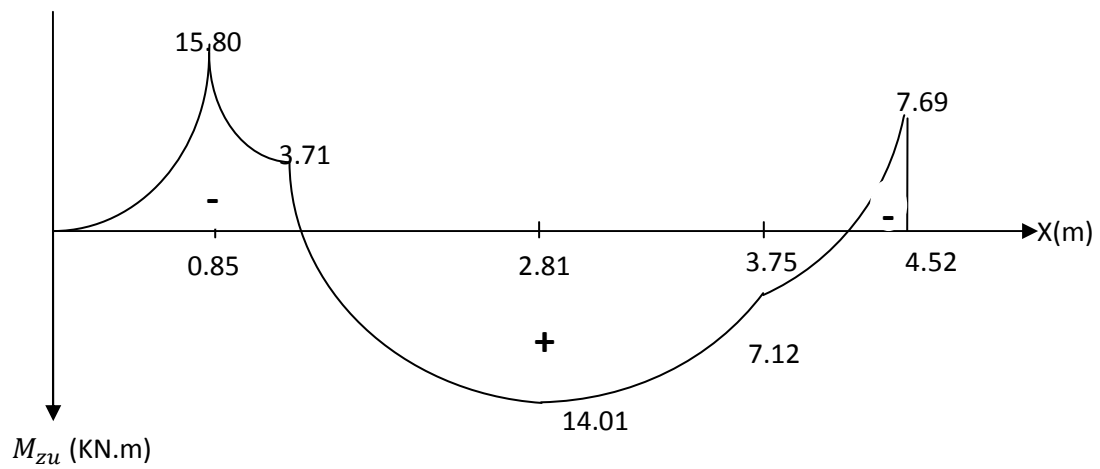
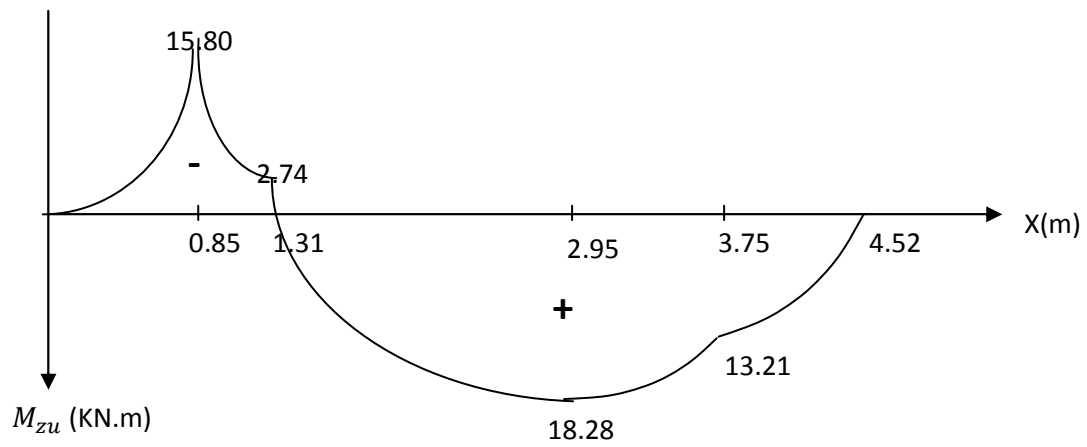
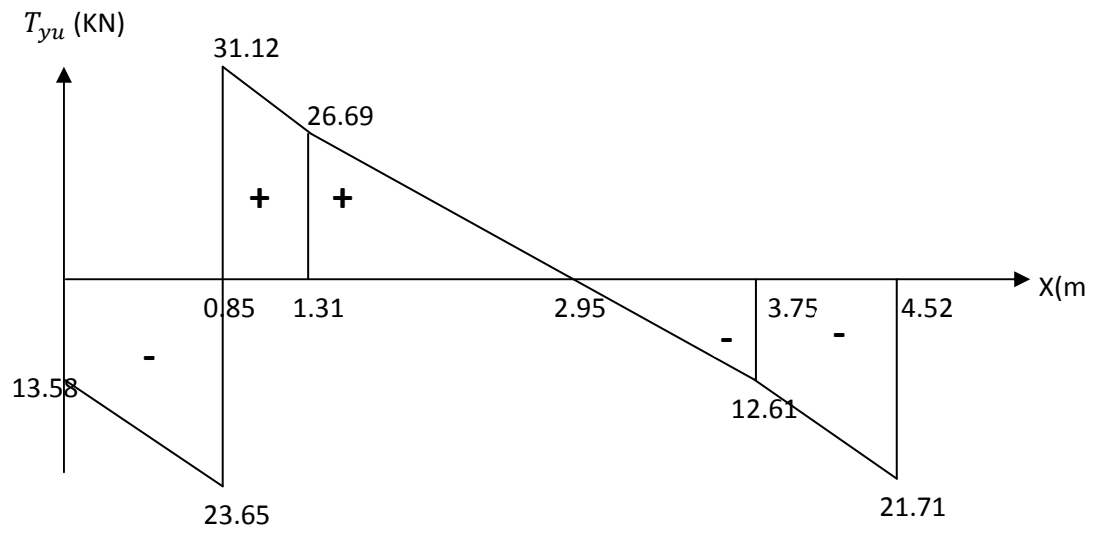
Pour x=2.9m.

$$\begin{aligned} M_{(2.9)}^t &= \mu_{(2.9)} + M_A \left(1 - \frac{2.9}{l}\right) + M_B \frac{2.9}{l} \\ M_{(2.9)}^t &= (-7.85(2.9 - 0.46)^2 + 21.38(2.9) + 1.25) - 15.81\left(1 - \frac{2.9}{3.67}\right) - 7.69\left(\frac{2.9}{3.67}\right) \\ M_{(2.9)}^t &= 16.52 - 3.32 - 6.08 = 7.12 \text{ KNm.} \end{aligned}$$

Pour x=0.46m.

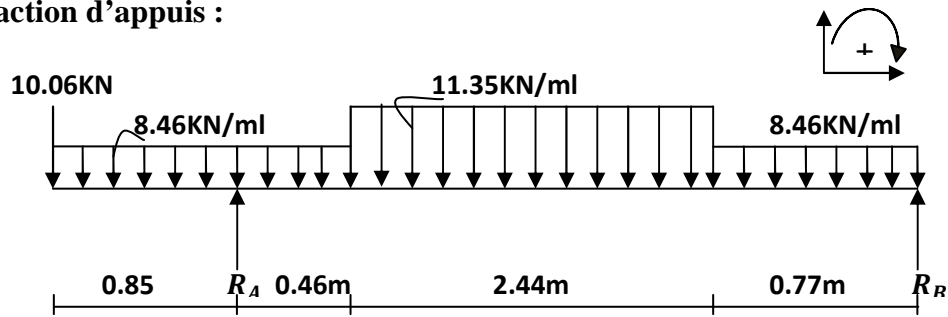
$$\begin{aligned} M_{(0.46)}^t &= \mu_{(0.46)} + M_A \left(1 - \frac{0.46}{l}\right) + M_B \frac{0.46}{l} \\ M_{(0.46)}^t &= (21.38(0.46) + 1.25) - 15.81\left(1 - \frac{0.46}{3.67}\right) - 7.69\left(\frac{0.46}{3.67}\right) \\ M_{(0.46)}^t &= 11.08 - 13.83 - 0.96 = -3.71 \text{ KNm.} \end{aligned}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU :



III.3.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

➤ les réaction d'appuis :



$$\sum M/A=0 \leftrightarrow -10.06 \times 0.85 - 8.46 \times \frac{0.85^2}{2} + 8.46 \times \frac{0.46^2}{2} + 11.35 \times 2.44 \times 1.68 + 8.46 \times 0.77 \times 3.285$$

$$-3.67 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{57.21}{3.67} = 15.59 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow R_A = 39.76 \text{ KN.}$$

➤ Vérification :

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A + R_B = q_{mu} + 1.31q_{1u} + 2.44q_{2u} + 0.77q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 10.06 + 8.46 \times 1.31 + 11.35 \times 2.44 + 8.46 \times 0.77 = 55.35 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 80.15 \text{ KN} \leftrightarrow 39.76 + 15.59 = 55.35 \text{ KN ok}$$

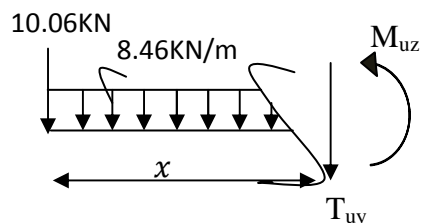
➤ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.85\text{m}$

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 10.06 + 8.46(x)$$

$$T(x) = -8.46x - 10.06$$

$$\begin{cases} T(0) = -10.06 \text{ KN} \\ T(0.85) = -17.25 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 10.06x + 8.46 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z(x) = -4.23(x)^2 - 10.06(x).$$

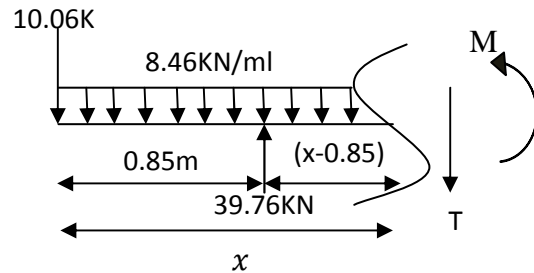
$$\begin{cases} M(0)=0 \\ M(0.85)=-11.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0.85\text{m} \leq x \leq 1.31\text{m}$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 10.06 + 8.46 \times 0.85 + 8.46(x-0.85)$$

$$-39.76 = 0$$

$$T(x) = -8.46(x) + 29.7$$



$$\begin{cases} T(0.85) = 22.51 \text{ KN} \\ T(1.31) = 18.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_z(x)/G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 10.06(x) - 39.76(x-0.85) + 8.46 \times 0.85(x - 0.425) + 8.46 \left(\frac{(x-0.85)^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z(x) = -4.23(x-0.85)^2 + 22.51(x) - 30.74$$

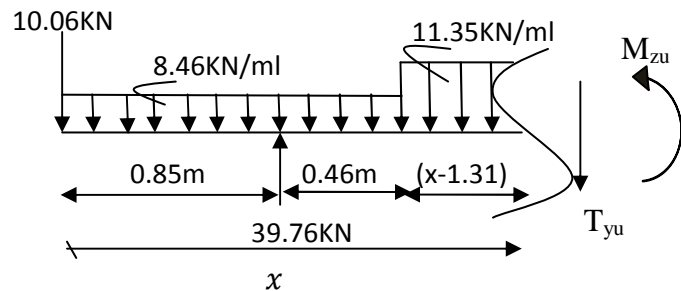
$$\begin{cases} M_z(0.85) = -11.61 \text{ KNm.} \\ M_z(1.31) = -2.15 \text{ KNm.} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $1.31\text{m} \leq x \leq 3.75\text{m}$

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 10.06 + 8.46 \times 1.31$$

$$+ 11.35 \times (x-1.31) - 39.76 = 0$$

$$T(x) = -11.35(x) + 33.48$$



$$\begin{cases} T(1.31) = 18.61 \text{ KN} \\ T(3.75) = -9.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M /G=0 \leftrightarrow M_z(x) + 10.06 x + 8.46 \times 1.31(x - 0.655) + 11.35 \frac{(x-1.31)^2}{2} - 39.76(x - 0.85) = 0$$

$$M_z(x) = -5.675(x - 1.31)^2 + 18.62(x) - 26.54$$

$$\begin{cases} M_z(1.31) = -2.15 \text{ KNm.} \\ M_z(3.75) = 9.50 \text{ KNm.} \end{cases}$$

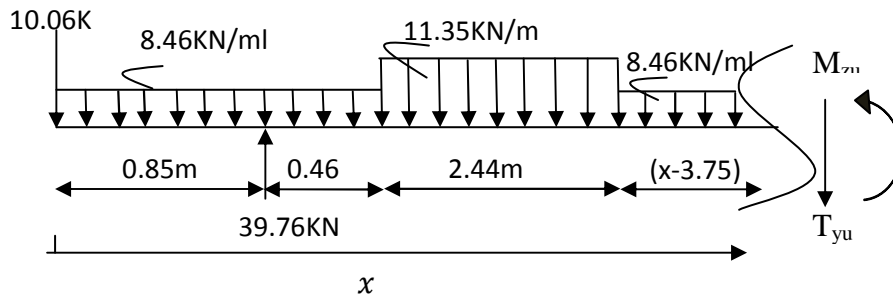
Le moment max à l'état limite de service est de 14.82KN.m à une distance $x = 3.18\text{m}$

$$T(x) = -11.35(x) + 33.48 \longrightarrow x = 2.95\text{m}$$

$$M_z(2.95) = -5.675(x-1.31)^2 + 18.62(x) - 26.54$$

$$M_z(2.95) = 13.12\text{KNm}$$

4^{ème} tronçon : $3.75\text{m} \leq x \leq 4.52\text{m}$.



$$\sum F_y = 0 \leftrightarrow T(x) + 10.06 + 8.46 \times 1.31 - 39.76 + 11.35 \times 2.44 + 8.46(x - 3.75) = 0$$

$$T(x) = -8.46(x) + 22.65$$

$$\begin{cases} T(3.75) = -9.07 \text{ KN} \\ T(4.52) = -15.59 \text{ KN} \end{cases}$$

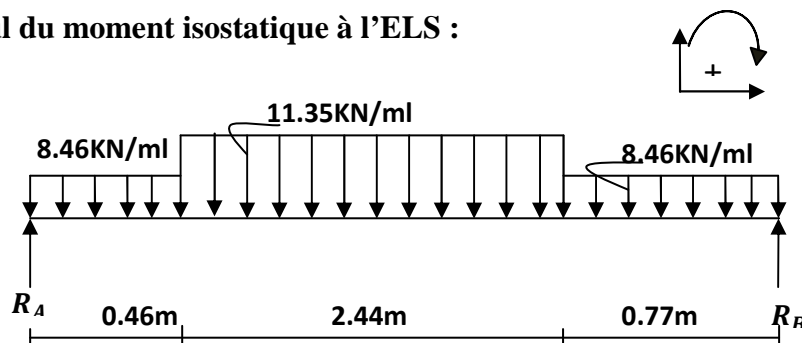
$$\sum M_z(x) / G = 0 \leftrightarrow M_z(x) + 10.06 x + 8.46 \times 1.31(x - 0.655) + 11.35 \times 2.44(x - 2.53)$$

$$+ 8.46 \left(\frac{(x-3.75)^2}{2} \right) - 39.76(x-0.85) = 0$$

$$\begin{cases} M_z(x) = -4.23(x-3.75)^2 - 9.076(x) + 43.53 \\ M_z(3.75) = 9.50 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$M_z(4.52) = 0$$

III.3.6. Calcul du moment isostatique à l'ELS :



➤ **Les réaction d'appuis :**

$$\sum M/A=0 \leftrightarrow 8.46 \times \frac{0.46^2}{2} + 11.35 \times 2.44 \times 1.68 + 8.46 \times 0.77 \times 3.285 - 3.67 R_B = 0$$

$$R_B = \frac{68.82}{3.67} = 18.75 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \leftrightarrow -8.46 \times 0.46 \times 3.44 - 11.35 \times 2.44 \times 1.99 - 8.46 \frac{0.77^2}{2} + 3.67 R_A = 0$$

$$R_A = \frac{71.01}{3.67} = 19.35 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow R_A + R_B = 1.46q_{1u} + 2.44q_{2u} + 0.77q_{1u}$$

$$R_A + R_B = 8.46 \times 0.46 + 11.35 \times 2.44 + 8.46 \times 0.77 = 38.10 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 38.10 \text{ KN} \leftrightarrow 19.35 + 18.75 = 38.10 \text{ ok.}$$

➤ **Calcul le moment max isostatique :**

Tronçon $0.46 \text{ m} \leq x \leq 2.9 \text{ m}$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) + 8.46 \times 0.46 + 11.35(x-0.46) - 19.35 = 0$$

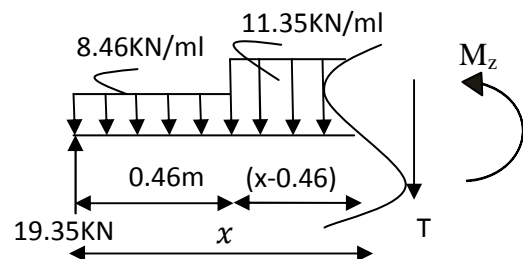
$$T(x) = -11.35(x) + 20.68$$

$$\begin{cases} T(0.46) = 15.46 \text{ KN} \\ T(2.9) = -12.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_z(x) /_G=0 \leftrightarrow M_z(x) - 19.35(x) + 8.46 \times 0.46(x - \frac{0.46}{2}) + 11.35 (\frac{(x-0.46)^2}{2}) = 0$$

$$M_z(x) = -5.675 (x-0.46)^2 + 15.46 (x) + 0.895.$$

$$\begin{cases} M_z(0.46) = 8.01 \text{ KNm.} \\ M_z(2.9) = 11.94 \text{ KNm.} \end{cases}$$



$$T(x) = -11.35(x) + 20.68 = 0 \quad x = 1.82\text{m.}$$

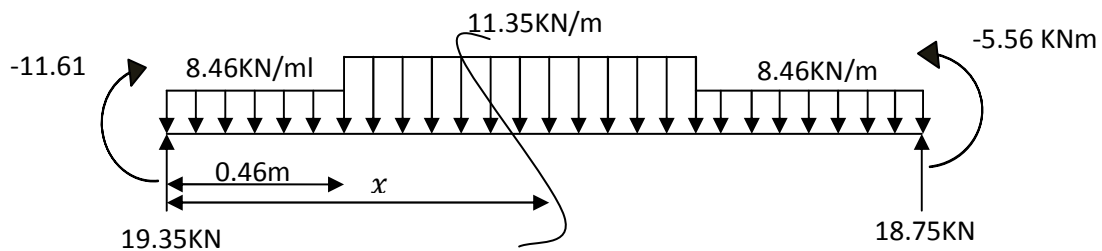
$$M_0(x) = M_z(1.82) = -5.675(1.82-0.46)^2 + 15.46(1.82) + 0.895$$

$$M_0(x) = 18.53\text{KNm}$$

Le moment réel en appui B est égal à (- 0.3) du moment isostatique.

$$M_B = -0.3M_0(x) = -0.3(18.53) = -5.56\text{ KNm.}$$

➤ **Le moment max réel en travée:**



Tronçon : $0.46\text{m} \leq x \leq 2.9\text{m}$

$$T(x) - 19.35 + 8.46 \times 0.46 + 11.35(x - 0.46) = 0$$

$$T(x) = -11.35(x) + 20.68$$

$$\begin{cases} T(0.46) = 15.46\text{KN} \\ T(2.9) = -12.23\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) - 19.35(x) + 8.46 \times 0.46 \times (x - \frac{0.46}{2}) + 11.35 \frac{(x-0.46)^2}{2} + 11.61 = 0.$$

$$M(x) = -5.675(x - 0.46)^2 + 15.46(x) - 10.71$$

$$\begin{cases} M(0.46) = -3.60\text{ KNm.} \\ M(2.9) = 0.34\text{ KNm.} \end{cases}$$

$$T(x) = \theta_{(x)} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = (-11.35(x) + 20.68) + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$= -11.35(x) + 20.68 + \frac{(-5.56) - (-11.61)}{3.67}$$

$$T(x) = -11.35(x) + 20.68 + 1.64 = -11.35(x) + 22.33 = 0 \longrightarrow x = 1.96\text{m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{(x)}^{tmax} &= \mu_{(x)} + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \frac{x}{l} \\
 &= (-5.675(1.96-0.46)^2 + 15.46(1.96) + 0.895) - 11.61 \left(1 - \frac{1.96}{3.67}\right) - 5.56 \frac{1.96}{3.67} \\
 &= 18.43 - 5.41 - 2.97 \\
 &= 10.05 \text{ KNm.}
 \end{aligned}$$

$$M_{(x)}^{tmax} = 10.05 \text{ KNm.}$$

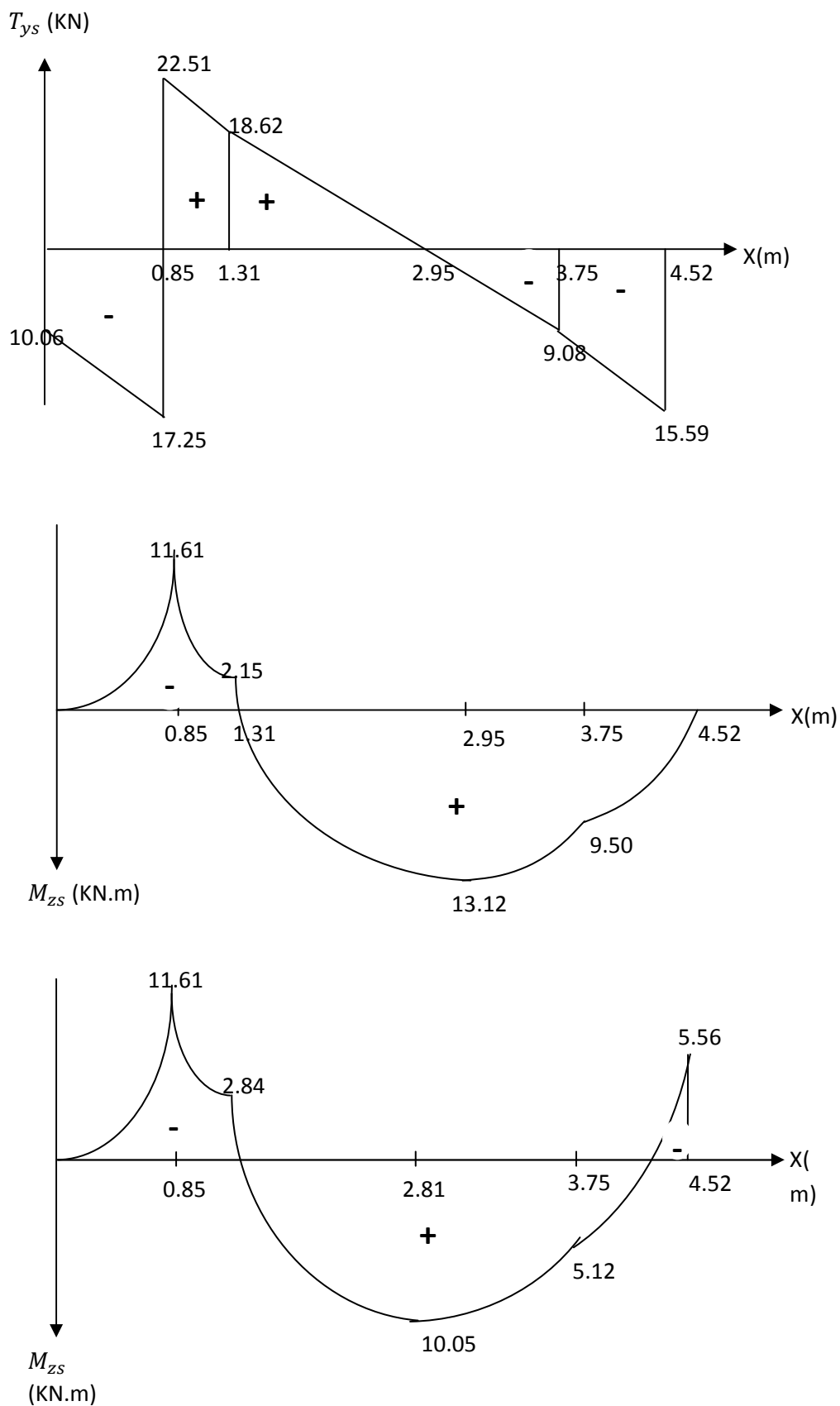
Pour $x=2.9m$

$$\begin{aligned}
 M_{(2.9)}^t &= \mu_{(2.9)} + M_A \left(1 - \frac{2.9}{l}\right) + M_B \frac{2.9}{l} \\
 &= (-5.675(2.9-0.46)^2 + 15.46(2.9) + 0.895) - 11.61 \left(1 - \frac{2.9}{3.67}\right) - 5.56 \left(\frac{2.9}{3.67}\right) \\
 M_{(2.9)}^t &= 11.94 - 2.43 - 4.39 = 5.12 \text{ KNm.}
 \end{aligned}$$

Pour $x=0.46m$

$$\begin{aligned}
 M_{(0.46)}^t &= \mu_{(0.46)} + M_A \left(1 - \frac{0.46}{l}\right) + M_B \frac{0.46}{l} \\
 &= (15.46(0.46) + 0.895) - 11.61 \left(1 - \frac{0.46}{3.67}\right) - 5.56 \left(\frac{0.46}{3.67}\right) \\
 M_{(0.46)}^t &= -2.84 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELS:



III.3.7 Calcul des armatures :

III.3.7 .1. A l'ELU :

a) **Armatures principales :** Le calcul se fera en réflexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant

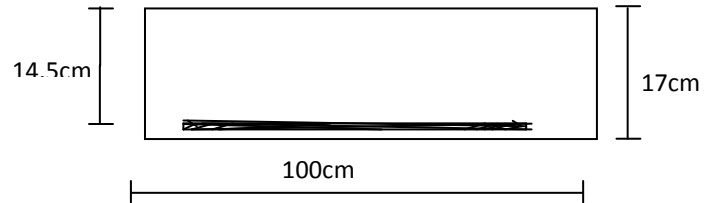
$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 14.5 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm} \quad c = 2.5 \text{ cm}$$

Aux Appuis :

- **En appui A :**

$$M_{ua} = 15.80 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.80 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.0536 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0536 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{ua} = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_s} = \frac{15.80 \times 10^3}{0.972 \times 14.5 \times 348} = 3.24 \text{ cm}^2.$$

On opte pour $4\emptyset 12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En appui B :**

$$M_{ub} = 7.69 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_{bu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.69 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{ub} = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.69 \times 10^3}{0.987 \times 14.5 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2.$$

On opte pour $4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En travée :**

$$M_{ut} = 14.01 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.01 \times 10^3}{100 \times (14.5)^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_s} = \frac{14.01 \times 10^3}{0.975 \times 14.5 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4Ø10 = 3.14 cm²

Avec un espacement $S_t = 25$ cm.

b) Armatures de répartition :

- **En appui A :**

$$A_{rua} = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4 Ø 8 = 2.01 cm². Avec un espacement de $S_t = 25$ cm.

- **En appui B :**

$$A_{rub} = \frac{A_b}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4 Ø 6 = 1.13 cm². Avec un espacement de $S_t = 25$ cm.

- **En travée :**

$$A_{rut} = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4 Ø 8 = 2.01 cm². Avec un espacement $S_t = 25$ cm.

III.3.8. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14.5 \times 2.1}{400} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Nous avons : } A_A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \\ A_B = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.75 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres:

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

• Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} \quad (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min = \{34; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ appui A: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \\ * \text{ appui B : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \\ * \text{ travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

• Armatures de répartition:

$$S_t \leq \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \{51; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ appui A: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ * \text{ appui B: } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ * \text{ travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 99. Art 5.1 ,211) :

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min (0.13 f_{t28} ; 5) \text{ (MPa)}$$

$$\overline{\tau_u} = (3.25 ; 5) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{31.12 \times 10}{100 \times 14.5} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} 3.25 \text{ MPa.}$$

d) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres:

On doit vérifier d'après le (BAEL 99. Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec :

- τ_{se} : Contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres.
- V_u : effort tranchant = 31.12 KN
- $\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 8 = 100.53 \text{ mm.}$
- $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{31.12 \times 10^3}{0.9(145) \times 100.53} = 2.39 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 2.39 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres dans les appuis : (BAEL 99 Art 6.1.23)

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau_{su}}} = \frac{1.2 \times 400}{4(2.835)} = 42.33 \text{ cm.}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm.}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253).}$$

$$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

f) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{31.12 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.216 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)**•Influence sur le béton**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 ab f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la longueur d'appui égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (145) = 130.5 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 130.5 \times 1000 \times 25 = 865080 \text{ N}$$

D'où: $V_u^{\max} = 31.12 \text{ KN} \leq 865.08 \text{ KN. Condition vérifiée.}$

h) Influence sur les aciers (formulaire BA page 268) Influence sur les aciers (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{\gamma_s}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

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

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(31.12 \times 10^3 - \frac{15.80 \times 10^3 \times 10^3}{129.6} \right)$$

$$A_a \geq -261.03 \text{ mm}^2 = -2.6103 \text{ m}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.6103 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.9. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ Aux appuis :

Appui A :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{Au}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 14.5} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \rightarrow \{\beta_1 = 0.912, K_1 = 41.82\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{11.61 \times 10^3}{0.912 \times 4.52 \times 14.5} = 195.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.58}{41.82} = 4.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 195.58 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$195.58 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Appui B :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{Bu}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 14.5} = 0.139$$

$$\rho_1 = 0.139 \rightarrow \{\beta_1 = 0.938, K_1 = 65.64\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_S = \frac{M_{sb}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.56 \times 10^3}{0.938 \times 2.01 \times 14.5} = 204.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{204.79}{65.64} = 3.12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

$$\sigma_S = 204.79 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_S} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$204.79 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

- Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 14.5} = 0.218$$

$$\rho_1 = 0.218 \rightarrow \{\beta_1 = 0.925, K_1 = 51.67\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_S = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{10.23 \times 10^3}{0.925 \times 3.14 \times 14.5} = 244.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{244.59}{51.67} = 4.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

$$\sigma_S = 244.59 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_S} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

244.59 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

b) Vérification à la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 17 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ L : portée libre est égale à 367 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_t : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{17}{367} = 0.0463 \\ \frac{h}{L} < \frac{1}{16} \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée.

➤ Calcul de la flèche: (Art B.6.5,2/BAEL91) :

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

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8.46 ; 11.35) = 11.35 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t \times (V_2 - C)^2$$

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

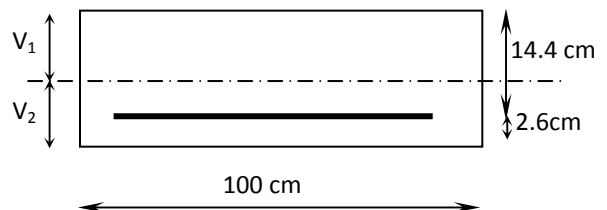


Fig (III.2.10)

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

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 3.14 \times 14.5) = 15128.24 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 3.14) = 1747.1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{15128.24}{1747.1} = 8.66 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8.66 = 8.34 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogénéisée :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.66)^3 + (8.34)^3) + 15 \times 3.14 \times (8.34 - 2)^2$$

$$I = 42878.40 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.35 \times 10^3 \times (3.67)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 42878.40 \times 10^{-8}} = 0.00578 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.67}{500} = 0.00734 \text{ m}$$

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

III.3 Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est semi encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2.58m (entre nus d'appuis), et sa section est de (b×h).

III.3.1 Pré dimensionnement :

✓ Hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad L : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis}$$

h_t : hauteur de la poutre.

$$17.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 25.8 \text{ cm}.$$

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Donc on fixe sa hauteur à 30cm.

✓ La largeur

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

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

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

$$\text{Soit } b = 20 \text{ cm}$$

D'où la section de la poutre est de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

✓ Les charges revenant à la poutre

- son poids : $G = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.87 \text{ KN/ml}$.

- Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 54.73 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 39.76 \text{ KN/ml}$.
- **Combinaison à considérer**

ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}.$$

$$q_u = 1,35 \times (1.87) + 54.73 = 56.78 \text{ KN/ml}.$$

ELS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}.$$

$$q_s = 1.87 + 39.76 = 41.63 \text{ KN/ml}.$$

b. Calcul du ferrailage (ELU):

✓ **Réaction d'appuis**

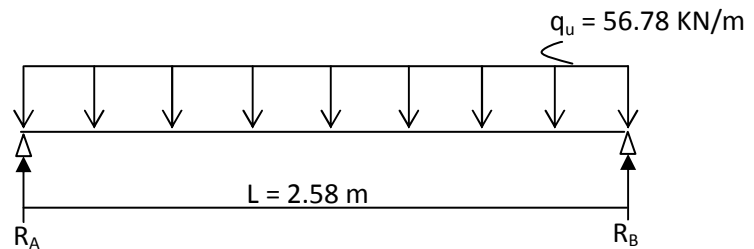


Fig... Schéma statique

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{56.78 \times 2.58}{2} = 73.25 \text{ KN}.$$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{56.78 \times 2.58^2}{8} = 47.24 \text{ KN.m}.$$

✓ **Correction des moments**

- Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 47.24 = -14.17 \text{ KN.m}.$$

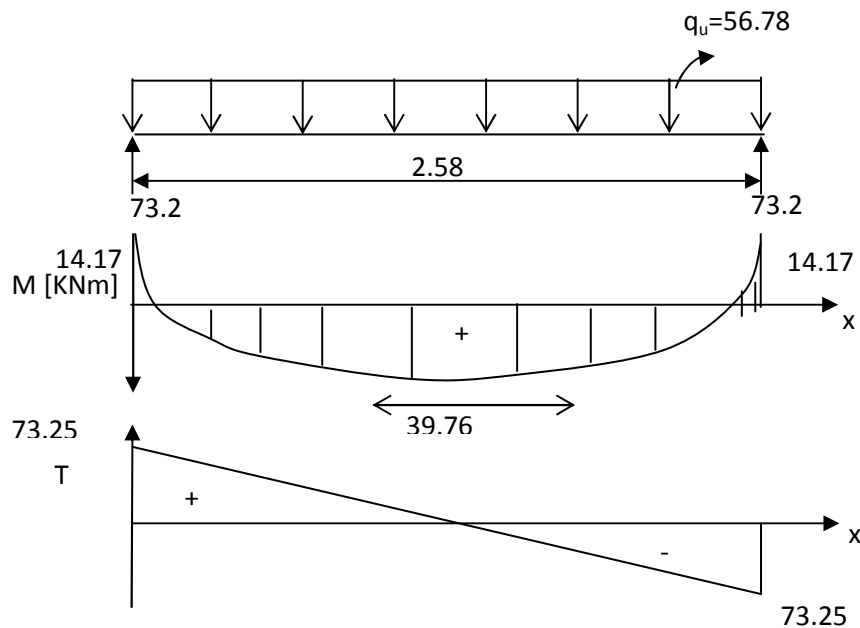
- En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 46.78 = 39.76 \text{ KN.m}.$$

✓ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 73.25 \text{ KN.}$$

✓ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**



d. Calcul des armatures

1. Armatures principales (longitudinal)

✓ **En travée**

$$M_u = 39.76 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.76 \times 10^3}{25 \times (27.3)^2 \times 14.2} = 0.150 < \mu_e = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.150 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.918$$

$$A_t = \frac{39.76 \times 10^3}{0.918 \times 27.3 \times 348} = 4.56 \text{ cm}^2$$

On apte pour 3HA14 ($A = 4.62 \text{ cm}^2$).

✓ **Aux appuis**

$$M_u = - 14.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{14.17 \times 10^3}{25 \times (27.4)^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_e = 0,392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_a = 0,0535 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,972$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.17 \times 10^3}{0.972 \times 27.5 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 (A = 2.35 cm²).

Vérification

a. Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27.3 \times 2.1}{400} = 0.824 \text{ cm}^2$$

- en travée A_t

$$4.62 \text{ cm}^2 > 0.824 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- aux appuis A_a

$$2.35 \text{ cm}^2 > 0.824 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 10 = 94.25 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{73.25 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 113.1} = 2.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

a. Enclassement des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d. Longueur de scellement droit (BAEL 91 Art A-6-1-2-3)

$$l_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$l_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

❖ **influence sur le béton**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{\max}}{b \cdot a} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

a : désigne la longueur d'appui égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (275) = 247.5 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 247.5 \times 250 \times 25 = 413015.62 \text{ N}$$

$$V_u^{ma} = 73.21 \text{ KN} < 413.015 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ influence sur l'acier

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}.$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(73.25 \times 10^3 - \frac{14.17 \times 10^6}{0.9 \times 275} \right) = 45.99 \text{ mm}^2$$

$$2.01 \text{ cm}^2 > 0.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

f. Armatures transversales (support du cours Béton Armé I TEC185).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}.$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj}) \cdot b \cdot S_t}{0.8 \cdot f_e}.$$

Avec :

Cadre droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$k = 1$ fissuration peu nuisible.

τ_u : Contrainte de cisaillement dans le béton.

g. Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 3.33, 5 \} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 73.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{73.25 \times 10^3}{250 \times 275} = 1.07 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

$$A_t \geq \frac{(1.07 - 0.3 \times 1 \times 2.1) 25 \times 7}{0.8 \times 400} = 0.24 \text{ cm}^2.$$

NB :

La section calculée est négligeable donc on suppose une section d'armature et on calcul l'espacement qui lui correspond.

On suppose un cadre et un épingle de Ø8

h. Calcul de l'espacement entre cadre :

❖ **La répartition des cadres le long de la poutre :**

Méthode forfaitaire de Caquot :

Cette méthode est applicable sur des poutres de section constante et soumises à des charges uniformément réparties.

On prendra l'espacement dans la série de Caquot suivante : 7; 8; 9; 10; 13; 16; 20; 25; 35 (cm) dans la demi portée de la poutre.

On choisit l'espacement : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f'_{tj}}{0.8 \cdot f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} f'_{tj} = \min (f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_t = 3\text{HA6} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{b (\tau_u - 0.3 \cdot k \cdot f_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 85}{250(1.07 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = 242 \text{ mm} \leq 24 \text{ cm.}$$

Condition complémentaire :

$$S_{tmin} \leq S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) \leq \min (245.7 ; 40 \text{ cm})$$

Avec $S_{tmin} = 7 \text{ cm}$.

De la série de Caquot $S_t = 16 \text{ cm}$

$$7 \text{ cm} \leq 16 \text{ cm} \leq 24 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \frac{85 \times 400}{250 \times 242} = 0.56 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : **(BEAL 91 Art A7-2-2).**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} ; 12 ; \frac{250}{10} \right\}$$

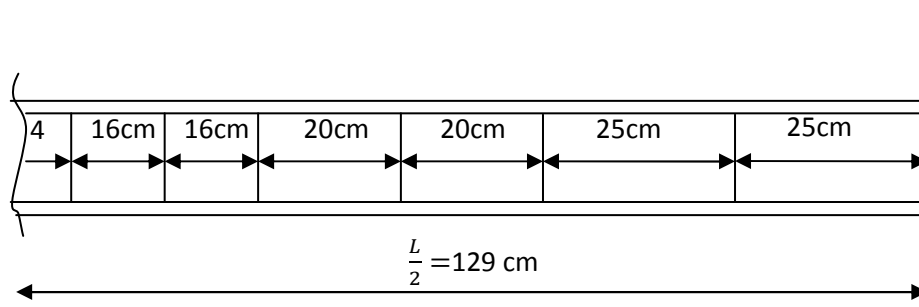
Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre...

$$\phi_t \leq \min\{8.57; 12; 25\} = 8.57 \text{ mm.} \quad \longrightarrow \quad \text{HA6} \leq 8.57 \text{ mm Condition vérifiée.}$$

$$n = \frac{L}{2} = 1.3 \text{ on prend } n = 2$$

la répartition des cadres sur la demi portée de la poutre palière :



III.3.2. Calcul à L'ELS :

a) La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + R_{As.} = 41.63 \text{ KN/ml.}$$

b) Réaction

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{41.63 \times 2.58}{2} = 53.70 \text{ KN.}$$

c) Les efforts internes :

Effort tranchant :

$$T_A = - T_B = R_A = 53.70 \text{ KN. /ml.}$$

Moment isostatique :

$$M_{os} = M_{0s} = M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{41.63 \times 2.58^2}{8} = 34.64 \text{ KN.m}$$

❖ **aux appuis**

$$M_a = -0,3 \times M_{os} = -0,3 \times 34.64 = -10.39 \text{ KN.m}$$

❖ **en travée**

$$M_t = 0,85 M_{os} = 0,85 \times 34.64 = 29.44 \text{ KN.m}$$

III.3.3 Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

➤ **En travée :**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27.3} = 0.68$$

$$\rho = 0.68 \rightarrow \{\beta_1 = 0.879; k_1 = 26.32\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{29.44 \times 10^3}{0.879 \times 4.62 \times 27.3} = 265.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{265.55}{26.32} = 10.09 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 265.55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

265.55 MPa < 348 MPa → condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27.5} = 0.342$$

$$\rho = 0.342 \rightarrow \{\beta_1 = 0.909, k_1 = 39.95\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.39 \times 10^3}{0.909 \times 2.35 \times 27.5} = 176.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{176.87}{39.95} = 4.43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 265.55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$265.55 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) État limite d'ouvertures des fissurations :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors il est inutile de faire cette vérification.

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 30 cm.
 - $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 258 cm.
 - $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.
- . Ms_t : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{258} = 0.116 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \quad 0.116 > 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{258} = 0.116 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{29.44}{10 \times 34.64} = 0.085 \end{array} \right\} . \quad 0.116 > 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 27.3} = 0.007 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \quad 0.007 \leq 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.4 .Les planchers à corps creux:

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux de 16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

II.4.1errailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

► Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_c}$$

$L = 65$ cm ; distance entre axes des poutrelles.

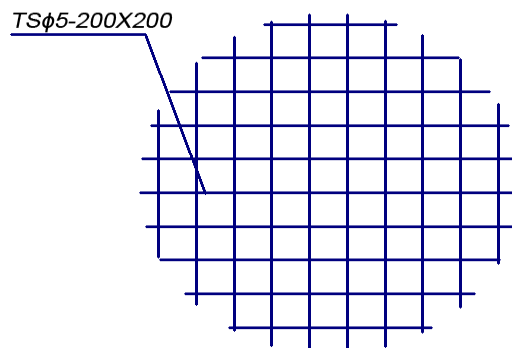
$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm

► Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm.



III.4.2.calcul de la poutrelle :**➤ La largeur de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l-b_0}{2}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{l_1}{10}$$

$$\triangleright b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

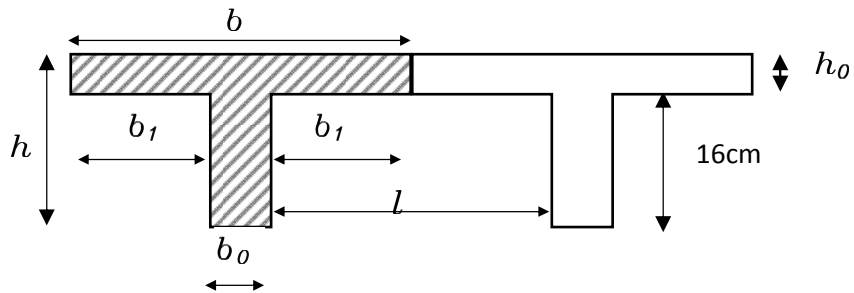


Fig . . Dimension de la poutrelle

Sachant que:

l : distance entre axe des poutrelles.

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.10$ m (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

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

h : hauteur totale du plancher.

Donc :

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

$$(2) b_1 \leq 470 / 10 = 47 \text{ cm}$$

$$(3) b_1 \leq (2 / 3)(470 / 2) = 156,67 \text{ cm}$$

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

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

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

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12$ KN/ml

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62$ KN/ml

Poids ouvrier..... $Q = 1$ KN/m²

III.4.3.Calcul à L'ELU :**a)-Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.50 (1 \times 0.65) = 1.974 \text{ KN/ml}$$

b)-Ferraillage à l'ELU :

- **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.974 \times (4.1)^2}{8} = 4.15 \text{ KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.974 \times 4.1}{2} = 4.05 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature :

La hauteur $d = 1.5 \text{ m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.15 \times 10^3}{12 \times 1.5^2 \times 14.2} = 10.82 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étriers pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc) ne soient pas nécessaires.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_l = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.015)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.15 \text{ KN.ml}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.15}{1.974}} = 0.78 \text{ m}$$

On prend $l = 1 \text{ m}$ entre étais.

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

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante, reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie.

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Les charges supportées par la poutrelle :

- Charges d'exploitations $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$

- Charges permanentes $G = 5,5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/m}$

G : charge permanente de l'étage courant.

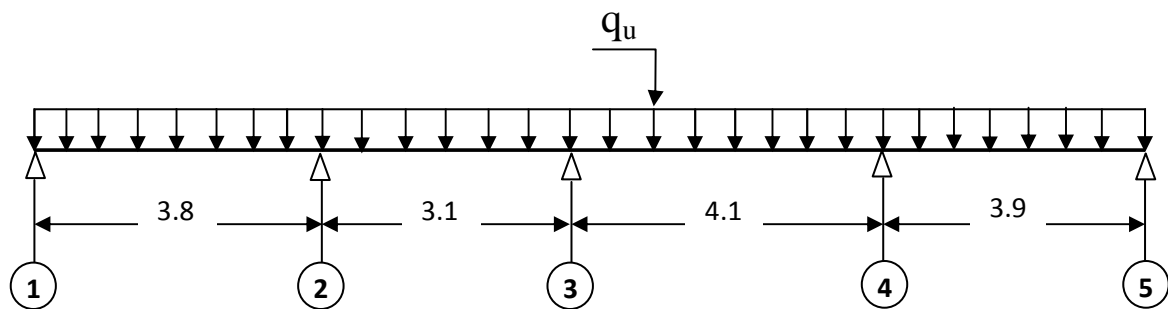
III.4.4.Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

NB : La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file et , c'est le cas le plus défavorable car les longueurs des travées sont plus importantes.



-Fig. . . Schéma statique de la poutrelle

➤ Les conditions de la méthode forfaitaire sont :

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

► $Q = 1.5 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ ml}\} = 7.15 \text{ KN...}$ la condition est vérifiée.

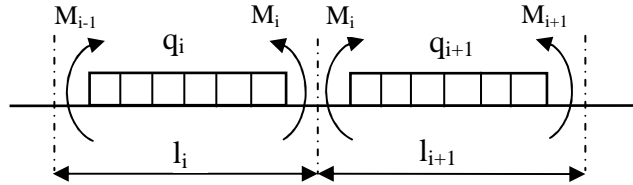
2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.la condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{410}{310} = 1.32 > 1.25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

Principe de la méthode des trois moments



❖ Aux appuis :

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

❖ En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_i}{2} x - \frac{q_i}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

La position du moment maximum $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Avec : M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i ; $i+1$.

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ($q_i = q_{i+1}$).

• Combinaison des charges :

III.4.5. A l'ELU

$$q_i = q_{i+1} = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.29 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'ELU :

a) Calcul des moments fléchissant

❖ Moment aux appuis :

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -\frac{q_i.L_i^3 + q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4}$	M_i (KN.m)
1	0	3.8	6.29	$7.6M_1 + 3.8M_2 = -86.29$	-8.48
2	3.8	3.1	6.29	$3.8M_1 + 13.8M_2 + 3.1M_3 = -133.13$	-5.74
3	3.1	4.1	6.29	$3.1M_2 + 14.4M_3 + 4.1M_4 = -155.22$	-6.98
4	4.1	3.9	6.29	$4.1M_3 + 16M_4 + 3.9M_5 = -201.66$	-9.00
5	3.9	0	6.29	$3.9M_4 + 7.8M_5 = -93.28$	-7.46

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moment corrigés pour le calcul des moment en travées.

➤ Calcul des moments corrigés aux appuis

$$M_1 = (-8.48) - (1/3) \times (-8.48) = -5.65 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-5.74) - (1/3) \times (-5.74) = -3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-6.98) - (1/3) \times (-6.98) = -4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-9.00) - (1/3) \times (-9.00) = -6.00 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-7.46) - (1/3) \times (-7.46) = -4.97 \text{ KN.m}$$

❖ Moment aux travées :

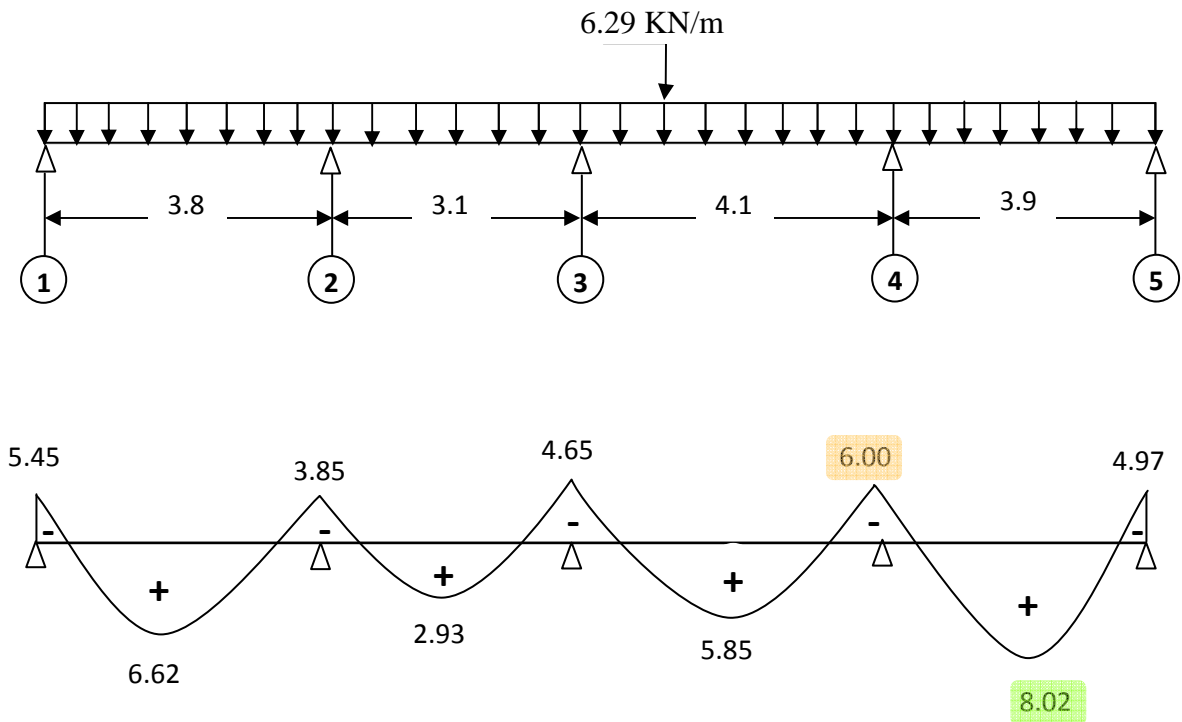
Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

x_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante : $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$M(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	3.80	6.28	-5.65	-3.85	1.93	$-3.45x^2 + 12.425x - 5.65$	6.62
2-3	3.10	6.28	-3.85	-4.65	1.5	$-3.45x^2 + 9.24x - 3.85$	2.93
3-4	4.10	6.28	-4.65	-6.00	2.0	$-3.45x^2 + 11.55x - 4.65$	5.85
4-5	3.90	6.28	-6.00	-4.97	2.0	$-3.45x^2 + 13.3x - 6.00$	8.02

➤ Le diagramme des moments fléchissant

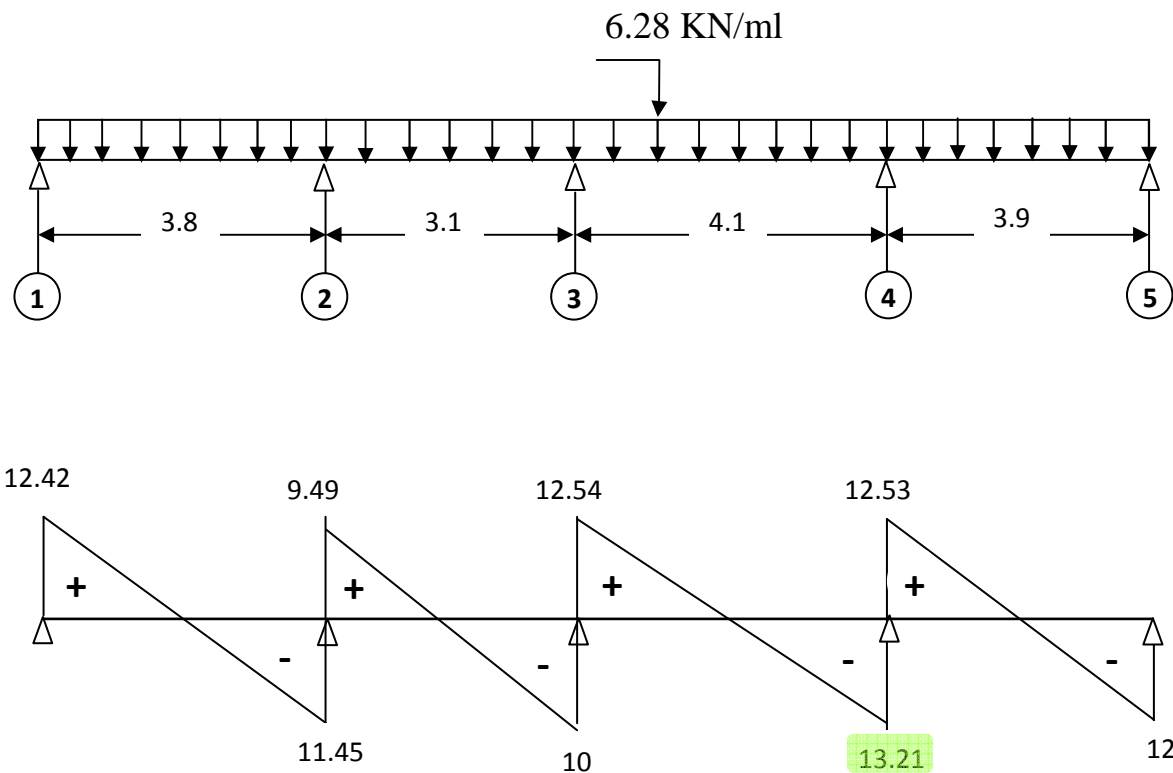


b) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	q _u (kN/m)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	V(x) (kN)	
					x = 0	x = L
1-2	3.80	6.28	-5.65	-3.85	12.42	-11.48
2-3	3.10	6.28	-3.85	-4.65	9.49	-10.00
3-4	4.10	6.28	-4.65	-6.00	12.54	-13.21
4-5	3.90	6.28	-6.00	-4.97	12.53	-12.00

➤ **Le diagramme des efforts tranchants**



Conclusion

$$M_{ut}^{max} = 8.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 6.00 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 13.21 \text{ KN}$$

c) Ferrailage à l'ELU :

Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; \text{ soit } d = 17.5\text{cm}$$

En travées :

$$M_t^{max} = 7.234 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,175 - \frac{0,04}{2} \right)$$

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

$M_t^{max} = 8.02 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

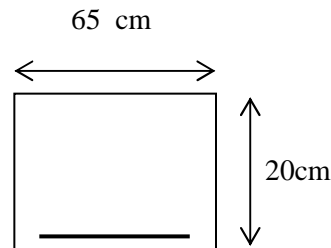
Le calcul des armatures sera identique à une section rectangulaire de $(b \times h) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.02 \times 10^5}{65 \times 17.5^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,0267$$

$$\mu = 0,0267 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,0267 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.02 \times 10^5}{0,987 \times 17.5 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.26 \text{ cm}^2$$



Soit $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 6.00 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b_0 \times h) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6 \times 10^3}{12 \times (17.5)^2 \times 14,2} = 0.108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.108 \Rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6 \times 10^3}{0,943 \times 17.5 \times 348} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Conclusion :

En travée : $3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } 2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(15.75 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15.75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.4.6.Vérification à l'ELU :✓ **Condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL99)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appuis :**

$$A_{\text{ap}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$A_{\text{st}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} [\text{MPa}]$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3.33, 5\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} 13.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{13.21 \times 10^3}{120 \times 175} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Art.A.6.1.3/BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

 ψ_s : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{\max} = 13.21 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.21 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 94.20} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\Sigma U_i = 2 \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.21 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 62.8} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

✓ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

✓ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)• **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{13.21 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$0.7 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Appuis intermédiaires :** (art.A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des

armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_{max}}{0.9d}$

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.175 \times 13.21 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright M_u = 6 > 2.08 \text{ KN.m}$$

➤ Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Section minimale d'armatures inférieures sur appui :** (art.A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 13.21 = 0.0379 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.57 \text{ cm}^2 > 0.036 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{13.21 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 0.698 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

0.698 MPa < 21.67 MPa.....Condition vérifiée.

III.4.7.Calcul à l'ELS :**Combinaison de charge :**

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (5.5 + 1.5) \times 0.65 = 4.55 \text{ KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu)

$$\text{On a } q_u = 6.29 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.55}{6.29} = 0.723$$

► Calcul des moments fléchissants**❖ Les moments aux appuis**

$$M_1 = -5.65 \times 0.723 = -4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3.85 \times 0.723 = -2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -4.65 \times 0.723 = -3.36 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6.00 \times 0.723 = -4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4.97 \times 0.723 = -3.60 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en travées

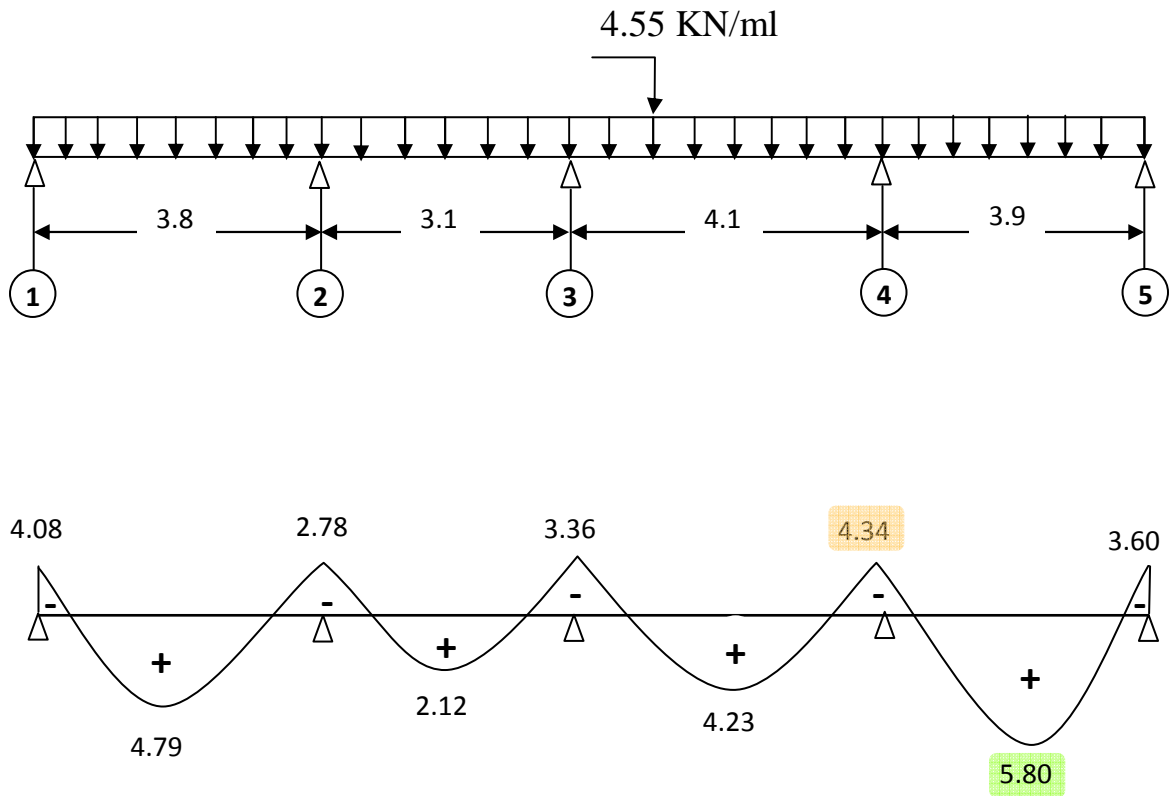
$$M_{t1} = 6.62 \times 0.723 = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 2.93 \times 0.723 = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 5.85 \times 0.723 = 4.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 8.02 \times 0.723 = 5.80 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

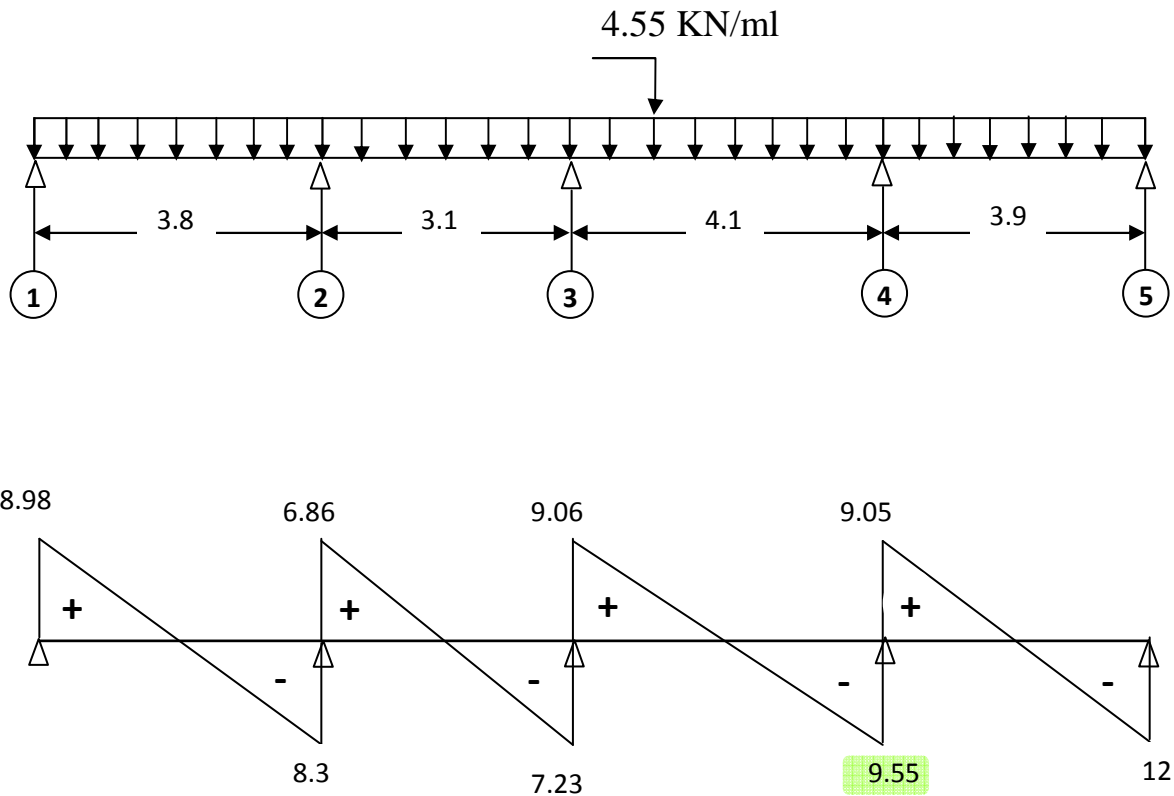


► Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.723$$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
1-2	3.80	6.28	-4.08	-2.78	8.98	-8.3
2-3	3.10	6.28	-2.78	-3.36	6.86	-7.23
3-4	4.10	6.28	-3.36	-4.34	9.06	-9.55
4-5	3.90	6.28	-4.34	-3.60	9.05	-8.68

Le diagrammes des efforts tranchants



Conclusion :

$$M_{st}^{max} = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 5.80 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{max} = 9.55 \text{ KN}$$

III.4.8.Vérification à l'E.L.S :

❖ État limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est à effectuer.

❖ Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

• Aux appuis :

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 17.5} = 0.75$$

$$\rho_1 = 0.75 \rightarrow \{\beta_1 = 0.835, K_1 = 25\}$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{4.34 \times 10^3}{0.835 \times 1.57 \times 17.5} = 189.17\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{189.17}{25} = 7.56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 189.17 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

189.17 MPa < 348 MPa condition vérifiée.

• **En travée:**

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 17.5} = 1.12$$

$$\rho_1 = 1.12 \rightarrow \{\beta_1 = 0.855, K_1 = 19.48\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{5.80 \times 10^3}{0.855 \times 2.35 \times 17.5} = 164.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164.95}{19.48} = 8.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 160.18 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

164.95 MPa < 348 MPacondition vérifiée.

❖ **Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 390 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0.051 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

❖ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

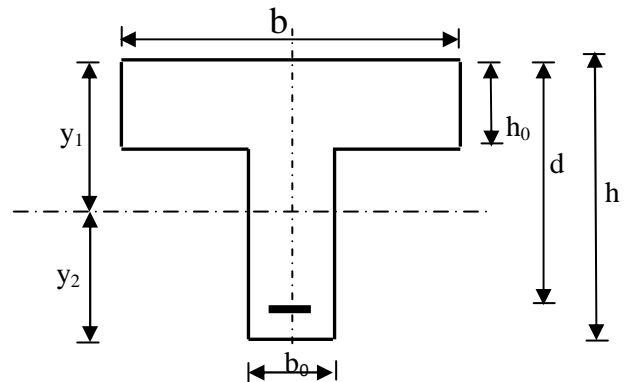
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

a) Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

b) Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.25 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des coefficients : (λ_v, μ, I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 17.5} = 0.0108$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0108} = 1.52$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.785; 0\} = 0.785$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.25}{1 + 1.52 \times 0.785} = 10032.6 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{4.34 \times 3.9^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 10032.6 \times 10^{-8}} = 0.00608 \text{ m} = 6.08 \text{ mm} < \bar{f} = 7.8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : 3HA10

Sur appuis : 2HA10

III.5. Calcul de la dalle plane (hall d'assesseur)**Combinaison des charges : à l'ELU :**

$$G = 6.45 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.45 + 2.5 \times 2.5 = 12.46 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.2}{4.2} = 1$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Les moments sont donnés par les formules : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

$$M_y = \mu_y M_x$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs : $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0368 \times 12.46 \times 4.2^2 = 8.1 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 1 \times 8.1 = 8.1 \text{ KN.m}$$

La réduction des moments:

$$M_{ap} = - 0.30 \times M_x = 0.30 \times 8.1 = - 2.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.1 = 6.88 \text{ KN.m}$$

III.5.1. Ferrailage de la dalle :

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

➤ **Dans le sens x-x**

• **En travée :**

$$M_{ut} = 6.88 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.88 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.032 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \longrightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.88 \times 10^3}{0.984 \times 12.5 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8 (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$M_{uap} = -2.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.43 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.0110 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0110 \rightarrow \beta = 0.994.$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.43 \times 10^3}{0.994 \times 12.5 \times 348} = 0.562 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\Phi 6 (A_s = 1.13 \text{ cm}^2)$. Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :**

• **En travée :**

$$A_{st} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\Phi 8 (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$. Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$A_{st} = 0.562 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\Phi 6 (A_s = 1.13 \text{ cm}^2)$. Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.5.2. Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \times \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{le rapport du volume des aciers à celui du béton.}$$

$$\rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ (HA de classe FeE400)}$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \times b \times h \times \rho_0 \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right).$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \times 100 \times 15 \times 0.0008 \times (3 - 1) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.2$$

$$A_{x\min} = 1.2 < A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\rho_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq \rho_0$$

$$A_y \geq b \times h \times \rho_0 = (100 \times 15) \times 0.0008 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} = 1.2 < A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.13 \times f_{c28} ; 5\} \text{ [MPa]}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

Sens x-x: Panneau de dalle repose sur 4 appuis .

$$V_u = \frac{p}{2 l_y + l_x} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2 (l_x) + l_y} = \frac{12.46 \times 4.2 \times 4.2}{2 (4.2) + 4.2} = \frac{219.79}{12.6} = 17.44 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.44 \times 10^3}{1000 + 130} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{(0.13 \times 25), 5\} = \min \{3.25, 5\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Sens y-y:

$$V_u = \frac{p}{3 l_y} = \frac{219.79}{12.6} = 17.44 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.44 \times 10^3}{1000 + 130} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{(0.13 \times 25), 5\} = \min \{3.25, 5\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

d) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99) : charge uniformément réparties

-La direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (3h; 33\text{cm})$

-La direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $S_t \leq \min (4h; 45\text{cm})$

Sens x-x :

En travée :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appui

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

En travée :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min (4h = 60\text{cm} ; 45\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appui :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min (4h = 60\text{cm} ; 45\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.Vérification à l'ELS :

$$G = 6.45 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.45 + 2.5 = 8.95 \text{ KN/ml}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs : $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0368 \times 8.95 \times 4.2^2 = 5.81 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1 \times 5.81 = 5.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La réduction des moments:

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 5.81 = -1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.81 = 4.94 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

➤ **Dans le sens x-x**

• **En travée :**

$$M_t = 4.94 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.94 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.02226 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.02226 \rightarrow \beta = 0.804$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.94 \times 10^3}{0.804 \times 12.5 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_{ap} = -1.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.74 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.0078 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0078 \rightarrow \beta = 0.866$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.74 \times 10^3}{0.866 \times 12.5 \times 348} = 0.462 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :**

- **En travée :** $A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2$
- **Aux appuis :** $A_{st} = 0.462 \text{ cm}^2$

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

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers:**

Contrainte dans le béton :

Sens x-x :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12.5} = 0.161$$

$$\rho_1 = 0.161 \rightarrow \{\beta_1 = 0.934, K_1 = 60.76\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{4.94 \times 10^3}{0.934 \times 2.01 \times 12.5} = 210.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{210.51}{60.76} = 3.46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

• **Contraintes dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{au}}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 12.5} = 0.0904$$

$$\rho_1 = 0.0904 \rightarrow \{\beta_1 = 0.949, K_1 = 83.0\}$$

$$D'o\grave{u} : \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{1.74 \times 10^3}{0.949 \times 1.13 \times 12.5} = 129.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{129.80}{83} = 1.56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

- **Contraintes dans les aciers :** Les fissurations sont peu nuisibles donc la v\acute{e}rification de cette condition n'est pas n\acute{e}cessaire.

Sens y-y :

C'est le m\^eme calcul et m\^eme r\acute{e}sultat donc les conditions dans cette direction (y-y) sont v\acute{e}rifi\acute{e}es.

- **Etat limite de d\acute{e}formation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas n\acute{e}cessaire de v\acute{e}rifier la fl\^eche si les conditions suivantes sont v\acute{e}rifi\acute{e}es:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est \acute{e}gale \`a 15 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 M_0}$ L : port\acute{e}e libre est \acute{e}gale \`a 150 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

$$M_0 : \text{le moment isostatique} = q_s L^2 / 8 = 19.73 \text{ KNm}$$

$$M_{St} : \text{moment fl\acute{e}chissant max en trav\acute{e}e.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \quad 0.1 \geq 0.0625 \quad \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\ \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{5.81}{10 \times 19.73} = 0.029 \end{array} \right\} \quad 0.1 \geq 0.029 \quad \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{9.23}{100 \times 12.3} = 0.007 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \quad 0.007 \leq 0.0105 \quad \text{Condition v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

Les trois conditions sont v\acute{e}rifi\acute{e}es, donc le calcul de la fl\^eche n'est pas n\acute{e}cessaire.

III.6. Calcul de la dalle pleine triangulaire :

III.6.1 exposé de la méthode de calcul :

Pour les dalles de forme irrégulière, il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture.

Cette méthode est basée sur l'observation des schémas de rupture des dalles.

Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs parties qui s'appellent régions rigides. Elles sont supposées demeurer planes après déformation.

2. Principe du calcul :

Le calcul de moment de rupture se fait par l'application du principe des travaux virtuels.

Travail extérieur = Travail intérieur ($T_{\text{ext}} = T_{\text{int}}$)

Avec : $T_{\text{ext}} = P \cdot V = P \cdot (S \cdot \delta_G)$

Où : P : charge uniformément répartie.

V : Volume déplacé (entre l'état initial et après déformation)

$T_{\text{int}} = M \cdot \sum \theta_y = M \cdot (w \cdot L \text{ Proj})$

Où : M : moment dans la ligne de rupture par unité de longueur.

$L \text{ Proj}$: projection de « L » sur un axe

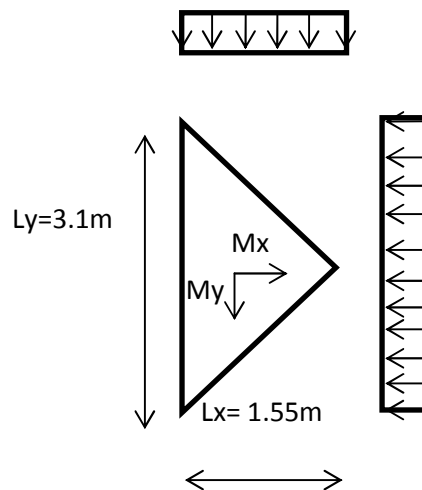
w : rotation de la région rigide autour de cet axe .

L : La longueur d'une ligne de rupture

Le travail interne total est égal à la somme des travaux internes.

D'après la formule de mécanisme de rupture on a l'égalité $T_{\text{ext}} = T_{\text{int}}$, et on obtient M .

NB : Pour simplifier les calculs nous avons utilisées les tables de BARRES pour la détermination des efforts internes. Dans les dalles irrégulières. (Dalle triangulaire sur trois appuis)



III.6.2. Calcul à l'ELU :

Epaisseur de la dalle : $ht = 15 \text{ cm}$

a) Combinaison des charges : à l'ELU :

$G = 6.45 \text{ KN/ml}$.

$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 1.5 = 10.96 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{3.1} = 0.5$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ ce panneau travaille dans les deux sens.

Les moments sont donnés par les formules :

$$M_x = \mu_x q_u a^2$$

$$M_y = \mu_y q_u a^2$$

$$\mu_x = 0.0396 ; \quad \mu_y = 0.0209$$

Avec : μ_x et μ_y sont données par les tables de barres. (Table 1.128)

calcul des dalles pleine et parois (Tome 3) page 401

$$M_x = \mu_x q_u a^2 = 0.0396 \times 10.96 \times 1.55^2 = 1.043 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y q_u a^2 = 0.0209 \times 10.96 \times 1.55^2 = 0.55 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1m de largeur et à la flexion simple.

➤ Sens x-x :

$$M_{ux} = 1.043 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_{ux}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.043 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.004 < 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.004 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.998$$

$$A_{st} = \frac{M_{ux}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.043 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 Ø 8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Sens y-y :

$$M_{uy} = 0.55 \text{ KNm.}$$

$$\mu = \frac{M_{uy}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.002 < 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.002 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_{uy}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.55 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.12 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 Ø 8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.6.3. Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité :**

le BAEL91 modifiée 99 prévoit qu'on peut dispenser de l'application de cette condition pour autant que l'on majore de 20% les aciers calculés en flexion ainsi que les armatures de réparation, comme indiqué dans (Art B.7.4/BAEL99).

➤ Sens x-x

$$A_{xmjoré} = 1.2 A_{stx} = 1.2 \times 0.23 = 0.28 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 Ø 8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Sens y-y

$$A_{ymjoré} = 1.2 A_{sty} = 1.2 \times 0.12 = 0.14 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 Ø 8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL99) : charge uniformément répartie

-La direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm})$

-La direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm})$

Sens x-x :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h = 60 \text{ cm} ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.13 \times f_{c28} ; 5\} [\text{MPa}]$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_u = 0.389 \times q_u \times a^2 = 0.389 \times 10.96 \times 1.55^2 = 10.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10.24 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.079 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{(0.13 \times 25), 5\} = \min \{3.25, 5\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.079 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.6.4. calcul à l'ELS :

$$G = 6.45 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.45 + 1.5 = 7.95 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x = 0.0396 ; \quad \mu_y = 0.0209$$

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0396 \times 7.95 \times 1.55^2 = 0.76 \text{ KNm} \\ M_{ys} = \mu_y q_u L_x^2 = 0.0209 \times 7.95 \times 1.55^2 = 0.4 \text{ KNm} \end{cases}$$

a) Ferrailage :

➤ Dans le sens x-x

$$\mu = \frac{M_{sx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.76 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.003 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.003 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.910$$

$$A_{st} = \frac{M_{sx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.76 \times 10^3}{0.910 \times 13 \times 348} = 0.184 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Dans le sens y-y :

$$\mu = \frac{M_{sy}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.4 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.0017 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0017 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_{sy}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.4 \times 10^3}{0.930 \times 13 \times 348} = 0.095 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

III.6.5.vérification à l'ELS :**a) Contrainte dans le béton :****Sens x-x :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow \{\beta_1 = 0.935, K_1 = 61.92\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{1.043 \times 10^3}{0.935 \times 2.01 \times 13} = 42.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{42.69}{61.92} = 0.689 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\rho_1 = 0.155 \rightarrow \{\beta_1 = 0.935, K_1 = 61.92\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.76 \times 10^3}{0.935 \times 2.01 \times 13} = 31.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{31.02}{61.92} = 0.502 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte dans les aciers : il est inutile de vérifier cette condition car les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles.

III.7-Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.7.1 détermination des charges :

Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = (6.45\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 6.45\text{KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur : $g = ((0.9) + (0.2 \times 2)) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.3\text{KN}$

Charges d'exploitations :

Surcharge: $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 3.5\text{KN/ml}$

Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 3.5 = 13.96 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1.35 \times 1.3 = 1.775 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts internes:

• La réaction d'appui :

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_u - (q_u \times L) = 0$$

$$R_A = 1.775 + (13.96 \times 1.3) = 19.92 \text{ KN}$$

$$R_A = 19.92 \text{ KN}$$

• L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y - q_u \times (x) - g_u$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = -1.775 \text{ KN}$$

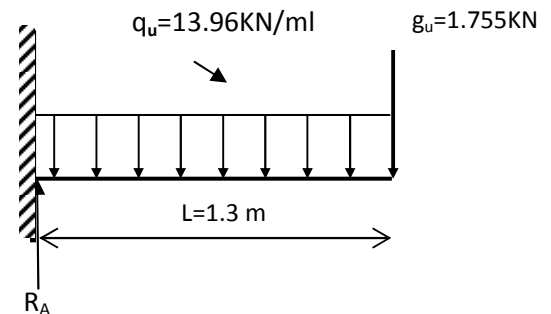
$$\text{Si } x=1.3 \Rightarrow T_y = -19.92 \text{ KN}$$

• Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

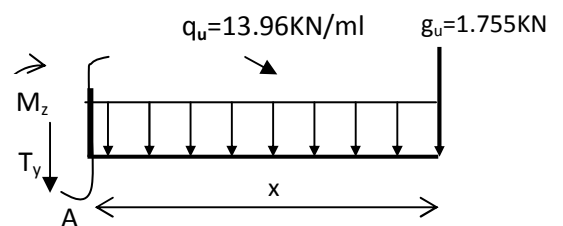
$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_z - q_u \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_u \times (x)$$

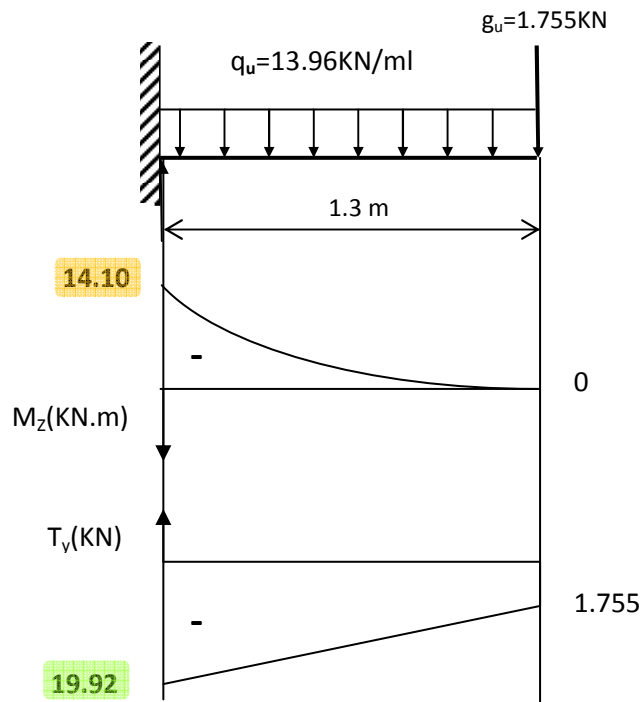
$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.3 \Rightarrow M_z = -14.10 \text{ KN.m}$$



-Schéma statique de calcul à l'ELU





FigIII.7.1 Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.7.2 Calcul à l'ELU :

La hauteur $d = 12\text{ cm}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.10 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.076.$$

$$\mu_u = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.1 \times 10^3}{0.965 \times 12 \times 348} = 3.7 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}10 = 4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

Vérifications à l'ELU :

- a) Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.376$ La condition est vérifiée

b) Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{ct28} ; 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_u = 19.92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.92 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.92 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.29 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

- Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Espacement des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(4h; 33\text{cm}) = \min(4 \times 15; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min(4h; 33\text{cm}) = \min(4 \times 15; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

III.7.3.Calcul à l'ELS:

a) Combinaison de charge :

$$\text{La dalle pleine: } q_s = G + Q = (6.45 + 3.5) \times 1\text{m} = 9.95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du garde corps: } g_s = 1.3 \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.3 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts internes:

- **La réaction d'appui :**

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_s - (q_s \times L) = 0$$

$$R_A = 1.3 + (9.95 \times 1.3) = \mathbf{14.235 \text{ KN}}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y - q_s \times (x) - g_s$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = \mathbf{-1.3 \text{ KN}}$$

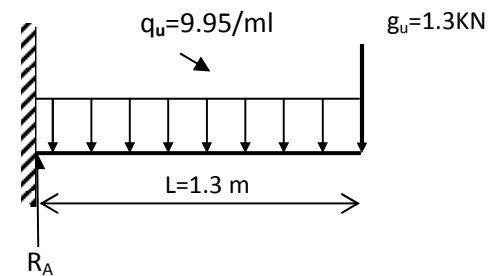
$$\text{Si } x=1.4 \Rightarrow T_y = \mathbf{-14.235 \text{ KN}}$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

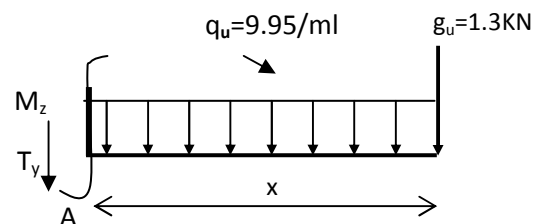
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow M_z - q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_s \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_s = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

$$\text{Si } x=1.3 \Rightarrow M_s = \mathbf{-10.1 \text{ KN.m}}$$



- Schéma statique de calcul à l'ELS



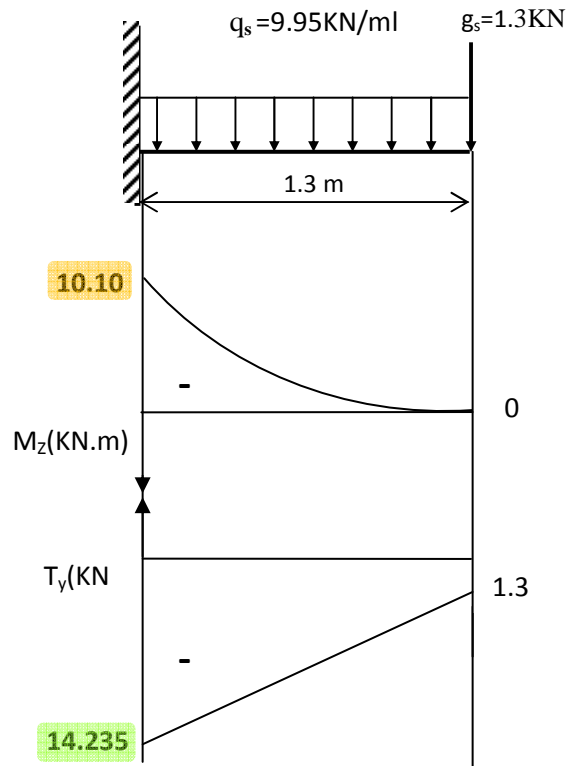


Fig III.7.2. Diagramme des efforts internes à

c) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.396$$

$$\rho = 0.396 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.903, k_1 = 36.55 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.10 \times 10^3}{0.903 \times 4.52 \times 12} = 217.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217.06}{36.55} = 5.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} < \sigma_s = 217.06 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 30 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 305 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.15}{1.3} = 0.115 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.15}{1.3} = 0.115 \\ \frac{M_s}{10 M_0} &= \frac{10.10}{10 \times 10.1} = 0.1 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

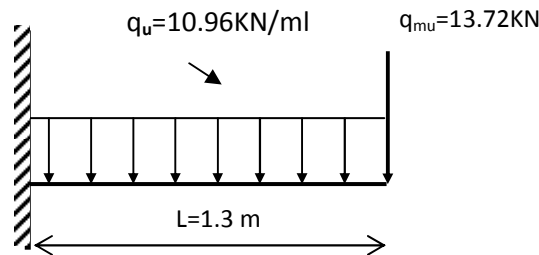
$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b \times d} &= \frac{4.52}{100 \times 11.4} = 0.0039 \\ \frac{4.2}{f_e} &= \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.7-Calcul du porte à faux :

Le porte a faux est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.



- Schéma statique de calcul à l'ELU

III.7.1 détermination des charges :

➤ Charges permanentes

$$G = 6.45 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 6.45 \text{ KN/ml}$$

➤ Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (espace d'habitation) .

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 1.5 \text{ KN/ml}$$

Le poids propre de mur $G = 10.16 \text{ KN/ml}$

a) Combinaison de charges:

➤ à l'ELU :

- $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 1.5) \times 1 = 10.96 \text{ KN/ml}$.

- $q_{mu} = 1.35 \times G = 1.35 \times 10.16 = 13.72 \text{ K}$

•

III.7.2 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le calcul se fera à la flexion simple

a) Calcul des efforts internes:

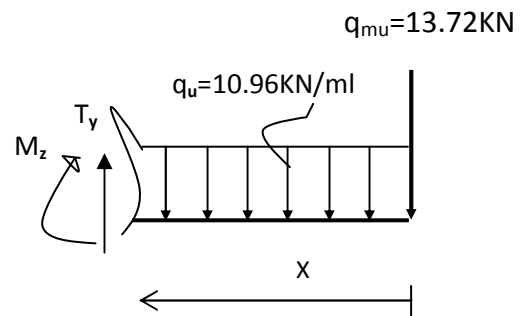
• La réaction d'appui :

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - q_{mu} - (q_u \times L) = 0$$

$$R_A = 13.72 + (10.96 \times 1.5) = 30.16 \text{ KN}$$

$$R_A = \mathbf{30.16 \text{ KN}}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_u + q_u \left(\frac{L^2}{2} \right) + (q_{mu} \times L) = 0$$



$$M_u = -10.96 \left(\frac{1.5^2}{2} \right) - (13.72 \times 1.5) = 0$$

$$M_u = -32.91 \text{ KNm}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = +q_u(x) + q_{mu}$$

$$T_y(0) = 13.72 \text{ KN}$$

$$T_y(1.5) = 30.16 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_z = -q_u \left(\frac{x^2}{2} \right) - q_m(x)$$

$$M_z(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M_z(1.5) = -32.91 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{32.91 \times 10^3}{100 \times (12.3)^2 \times 14.2} = 0.153 < 0.392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (SSA)

$$\mu = 0.153 \rightarrow \beta = 0.916$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{32.91 \times 10^3}{0.916 \times 12.3 \times 348} = 8.39 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 6 Ø 14 = 9.23 cm² avec S_t = 15cm

c) Calcul des armatures transversales :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4 Ø 12 = 4.52 cm² avec S_t = 20 cm

III.7.3. Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.485 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.485 \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.13 \times f_{c28} ; 5\} \text{ [MPa]}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_u = 30.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.16 \times 10^3}{1000 \times 123} = 0.245 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{(0.13 \times 25), 5\} = \min \{3.25, 5\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.245 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \text{ avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.16 \times 10^3}{0.9 \times 123 \times 263.76} = 1.033 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.033 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

- Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ tel que } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{ij} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.83 \text{ mm} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

e) Espacement des barres :

- Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (2h; 25\text{cm}) = \min (2 \times 15 = 30\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 = 45 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.7.4 Vérification à l'ELS:

- $q_{1s} = G + Q = 6.45 + 1.5 = 7.95 \text{ KN/ml}$
- $q_{ms} = 10.16 \text{ KN/ml}$
- **Calcul du moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_{1s} \times L^2}{2} + q_{ms} \times L = \frac{7.95 \times 1.5^2}{2} + 10.16 \times 1.5 = 24.18 \text{ KNm.}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

- **Contraintes dans le béton :**

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 12.3} = 0.750$$

$$\rho = 0.750 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.875, k_1 = 25.00 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{24.18 \times 10^3}{0.875 \times 9.23 \times 12.3} = 243.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{243.41}{25} = 9.74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contraintes dans les aciers :** Aucune vérification à effectuer car les fissurations sont peu nuisibles.

b) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 15 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 150 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : le moment fléchissant max en travée.

M_0 : le moment isostatique.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \quad 0.1 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{array}{l}
 \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\
 \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{24.18}{10 \times 24.18} = 0.1
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \frac{h}{L} \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} \end{array}} \right\} 0.1 \geq 0.1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{array}{l}
 \frac{A}{b \times d} = \frac{9.23}{100 \times 12.3} = 0.007 \\
 \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} \\ \frac{4.2}{f_e} \end{array}} \right\} 0.007 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

III-8 Calcul de la salle machine:

III.8.1 Introduction :

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble (11 niveaux), la présence d'un ascenseur est nécessaire.

- La surface du cabinet est : $S = 1.50 \times 1.50 = 2.25 \text{ m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :
 $P = 90 \text{ KN}$.

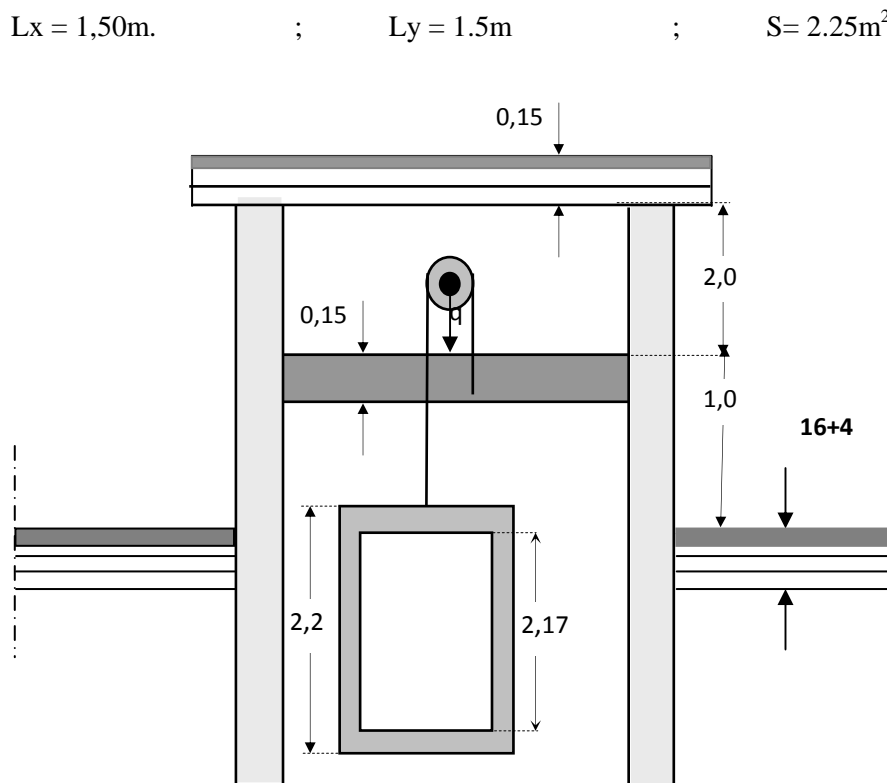


Fig III.8.1: Schéma de la salle machine.

III.8.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

a. Epaisseur de la dalle h_0 :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm.}$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h_0 \geq 12 \text{ cm}$. Donc on opte $h_0 = 15 \text{ cm}$.

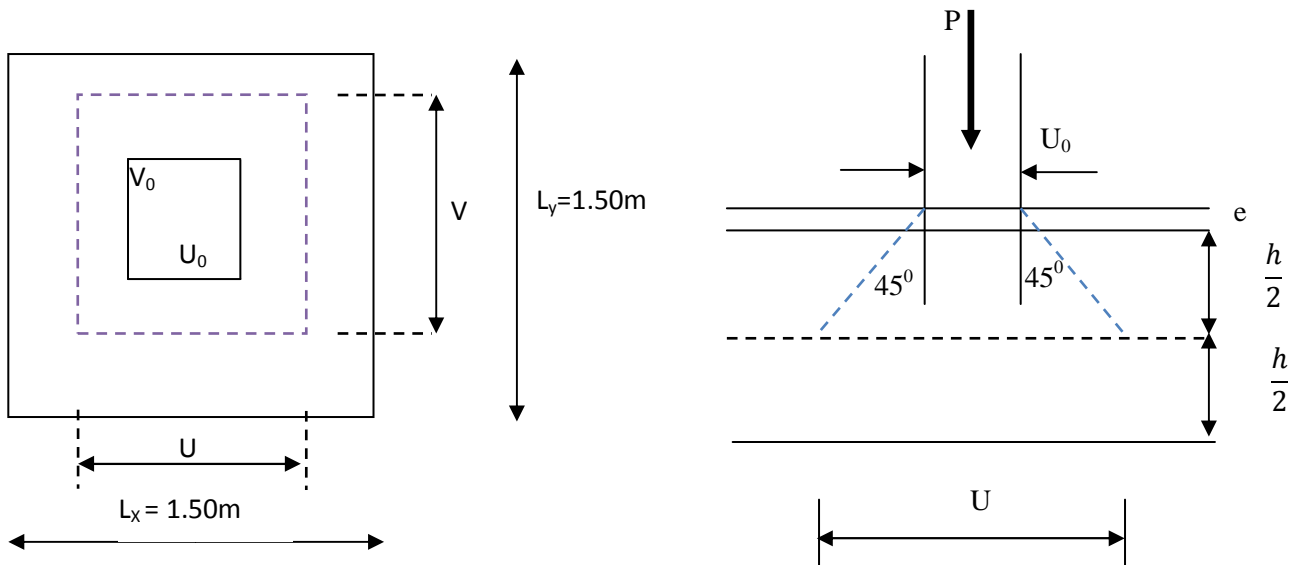


Fig.III.8.2: schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle ($U \times V$). Son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

On a:
$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$$

Avec: $h_0 = 15 \text{ cm}$.

e : revêtement de la dalle ($e = 5 \text{ cm}$).

$\xi = 1$ pour le béton.

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$.

On aura : $U = V = 105 \text{ cm}$.

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y .

b) Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1).$$

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0$ à l'ELU.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = \frac{105}{150} = 0.7.$$

$$M_1 = M_2 = 0.064$$

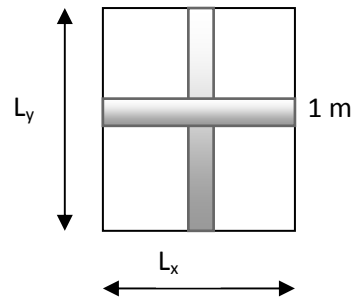
$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 112.5 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2) = 112.5 \times (0.064 + 0) = 7.2 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1) = 112.5 \times (0.064 + 0) = 7.2 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle plane : 1 m

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.



Les moments sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.50} = 1. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs : $\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.15 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0368 \times 8.0475 \times 1.50^2 = 1.065 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 1.065 = 1.065 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.2 + 1.065 = 8.265 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.2 + 1.065 = 8.265 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.265 = 7.025 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = 0.30 \times 8.265 = -2.48 \text{ KN.m}$$

e) Ferrailage de la dalle :

➤ **Dans le sens x-x**

• **En travée :**

$$M_{ut} = 7.025 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.025 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.032 < 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.025 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$M_{uap} = -2.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.0112 < 0.392 \quad \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0112 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.48 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.573 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2)$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :**

• **En travée :**

$$A_{st} = 1.64 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8/\text{ml} \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2).$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm./ml}$

• **Aux appuis :**

$$A_{st} = 0.842 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\Phi 8/\text{ml} \quad (A_s = 2.01 \text{ cm}^2).$$

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm./ml}$

III.8.3 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

Sens x-x : $A_{st} = 4\Phi 8$ ($A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$).

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \times \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{le rapport du volume des aciers à celui du béton.}$$

$$\rho_0 = 0.8\text{‰} \quad (\text{HA de classe FeE400})$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \times b \times h \times \rho_0 \times \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right).$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \times 100 \times 15 \times 0.0008 \times (3 - 1) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.2 < 2.01 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y : $A_{st} = 4\Phi 8$ ($A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$).

$$\rho_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq \rho_0$$

$$A_y \geq b \times h \times \rho_0 = (100 \times 15) \times 0.0008 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.2 < 2.01 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 BAEL99) :

Sens principal :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens perpendiculaire :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : charge de calcul à l'ELU.

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2\text{m}$$

$$P_u = 121.5 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 13} = 0.335 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33, 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ Condition est vérifiée.

Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :

$$\text{On doit vérifier : } \emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\emptyset = 8 \text{ mm} \leq \emptyset_{\max} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.8.4. Vérification à l'ELS :**a) Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :**

Coefficient de poisson $\nu = 0.2$ à l'ELS

$$q_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = \frac{105}{150} = 0.7$$

$$M_1 = M_2 = 0.064.$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.064 + 0.2 \times 0.064) = 6.912 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.064 + 0.2 \times 0.064) = 6.912 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle plane :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.50} = 1. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs :

$$\mu_x = 0.0442; \quad \mu_y = 1.000$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.15 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 4.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 4.85(1) + 1(1) = 5.85 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = M_{y2} = q_s \mu_x L_x^2 = 0.0442 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.582 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.912 + 0.582 = 7.494 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x et sens y-y :

$$M_{ap} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 7.494 = -2.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.494 = 6.37 \text{ KN.m}$$

e) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers: (Art A.

• Contrainte dans le béton :

Sens x-x :

• **En travée :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{Au}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.161$$

$$\rho_1 = 0.161 \rightarrow \{\beta_1 = 0.934, K_1 = 60.76\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{6.37 \times 10^3}{0.934 \times 2.01 \times 13} = 271.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{271.45}{60.76} = 4.47 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.161$$

$$\rho_1 = 0.161 \rightarrow \{\beta_1 = 0.934, K_1 = 60.76\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{2.25 \times 10^3}{0.934 \times 2.01 \times 13} = 95.88\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{95.88}{60.76} = 1.58\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Et pour la direction (y-y) C'est le même calcul et même résultat donc les conditions sont vérifiées.

- **Contrainte dans les aciers :** Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisible, alors il est inutile de la vérifier.

d) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 15 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$ L : portée de la dalle égale à 150 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : le moment max en travée.

M_0 : le moment isostatique = $q_s l^2/8$

$$M_0 = (5.85 + 90) 95.85 \times 1.5^2 / 8 = 26.96 \text{ KNm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} 0.1 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{6.37}{10 \times 26.96} = 0.024 \end{array} \right\} 0.1 \geq 0.024 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0016 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

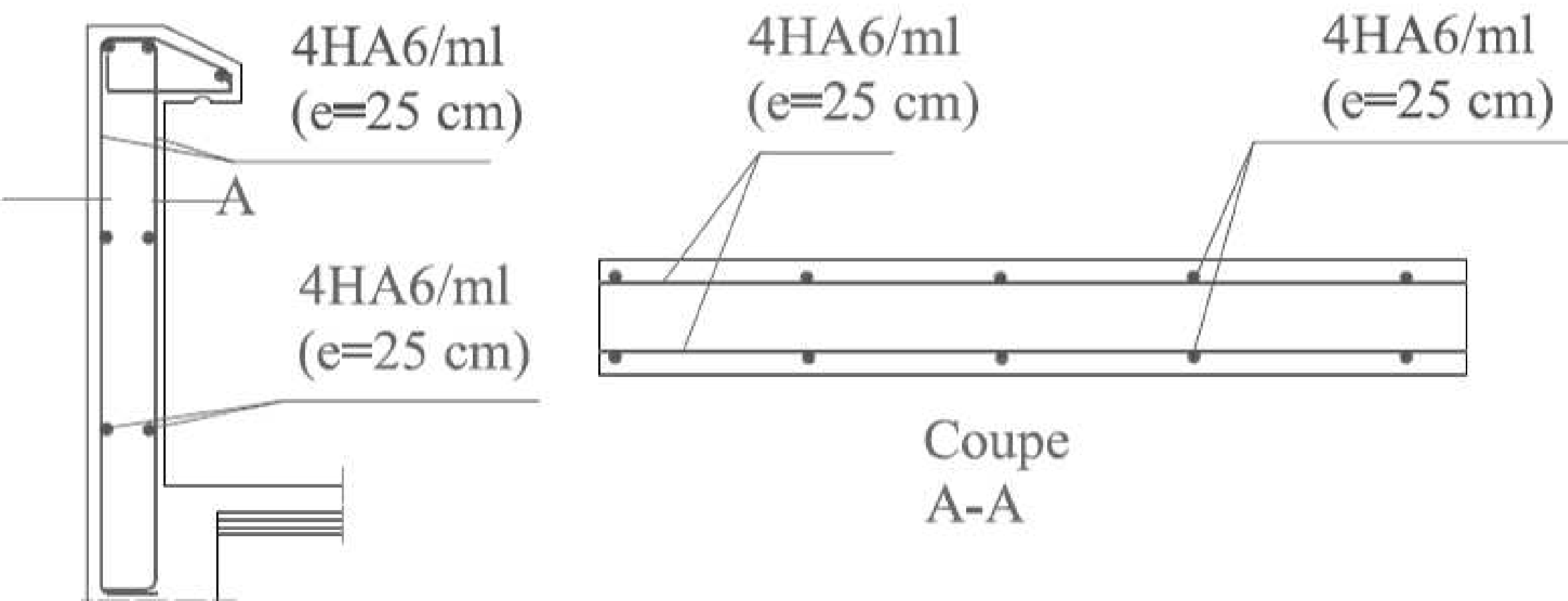


Fig.III.1.1.Plan de ferrailage de l'acrotère type 1

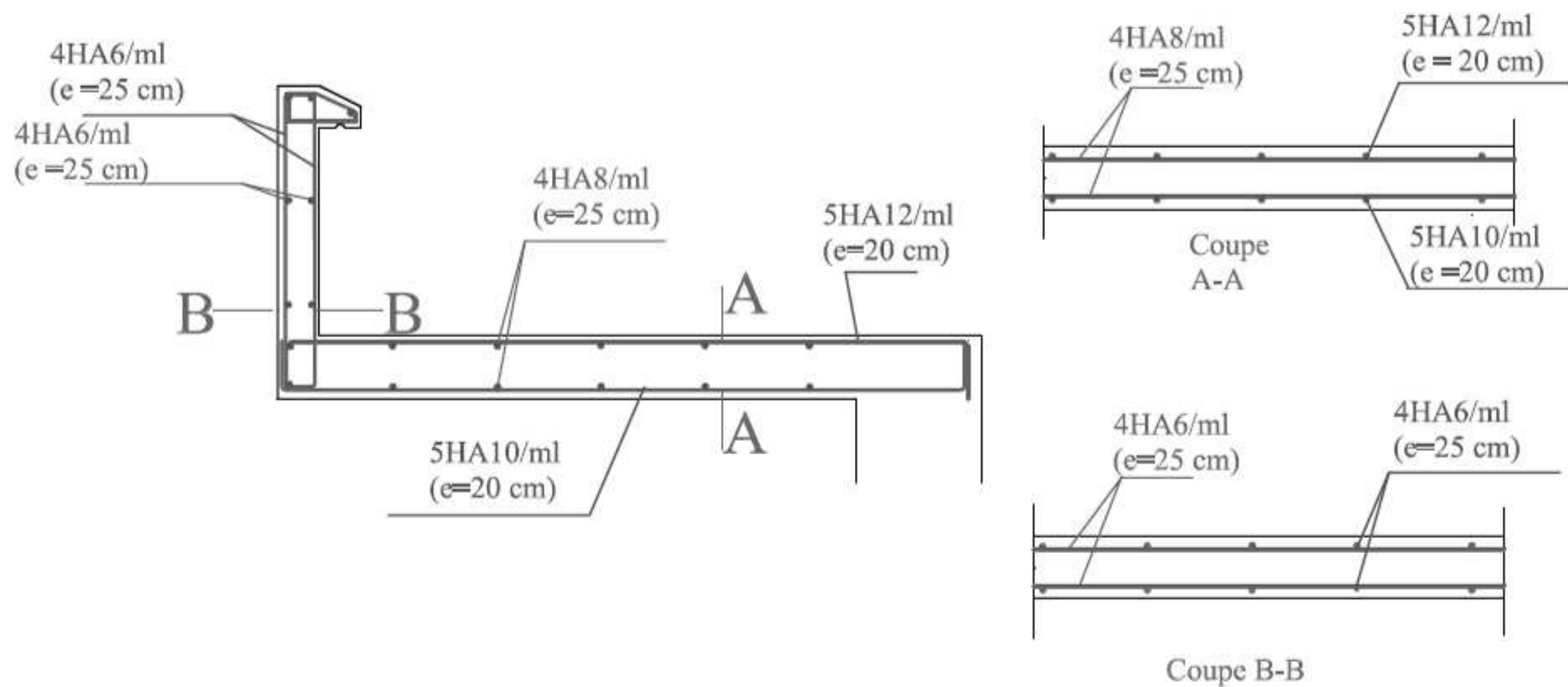


Fig.III.1.2.Plan de ferrailage de l'acrotère type2

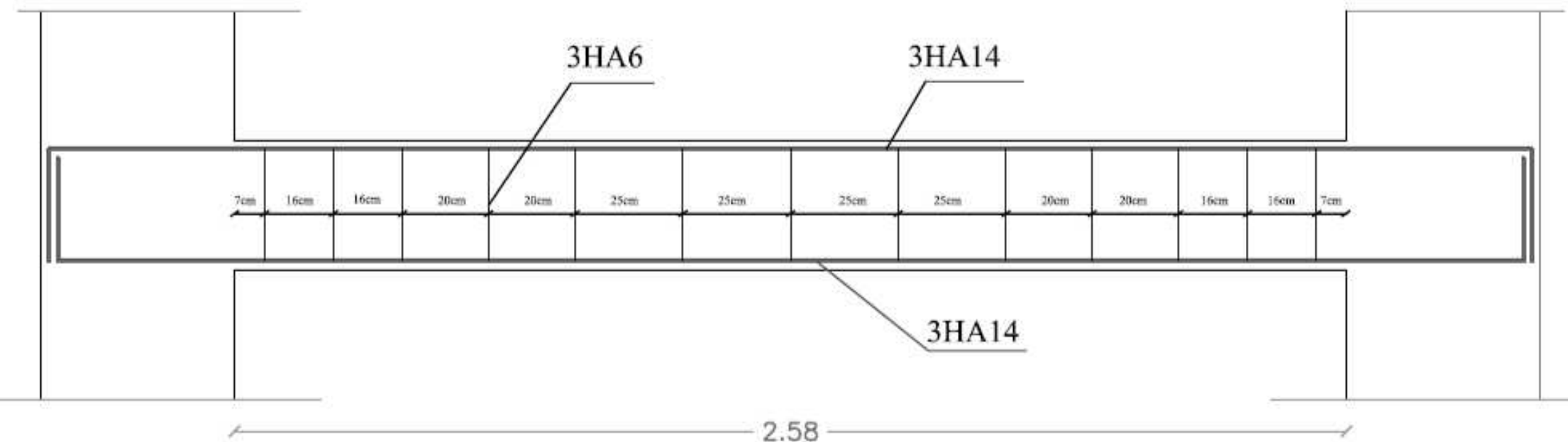


Fig.III.3.Plan de ferrailage de la poutre palière

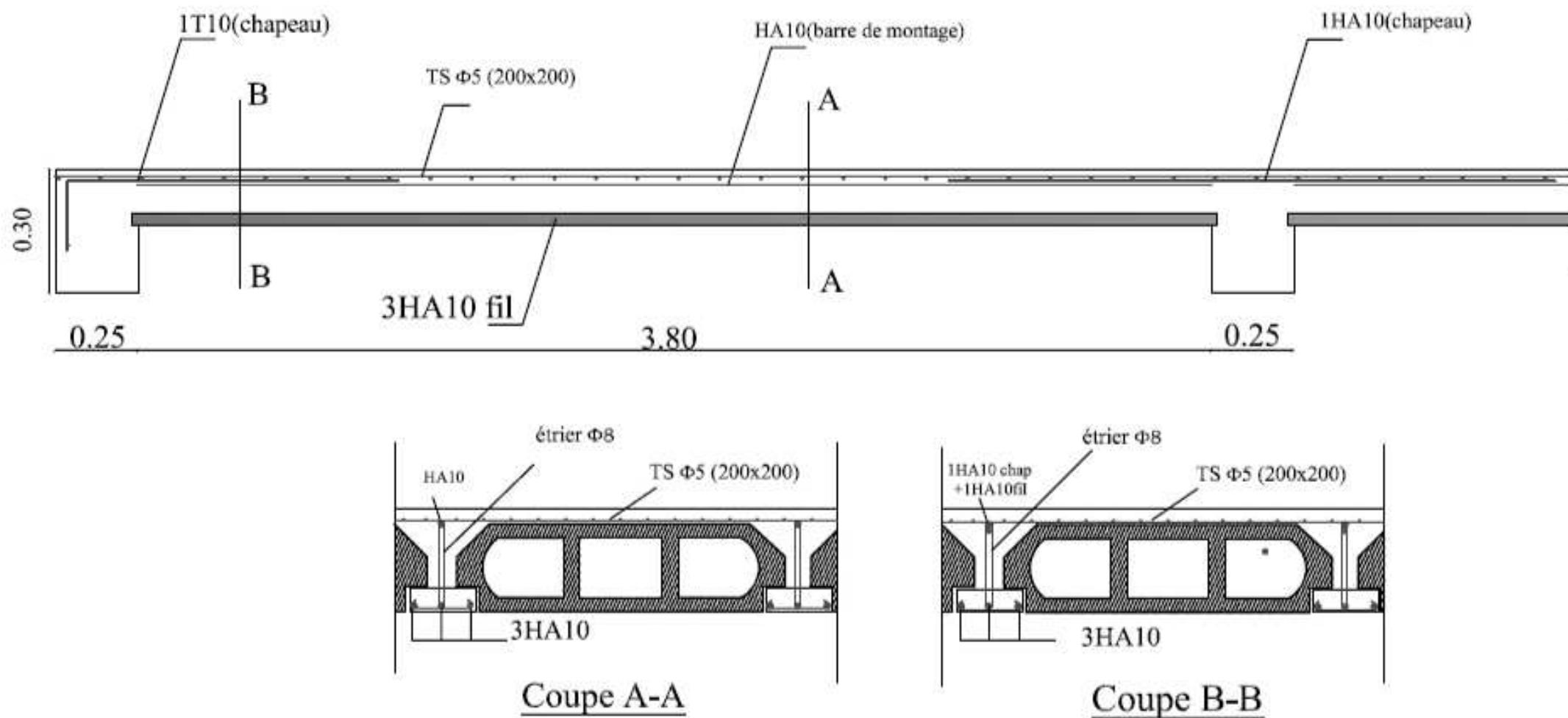
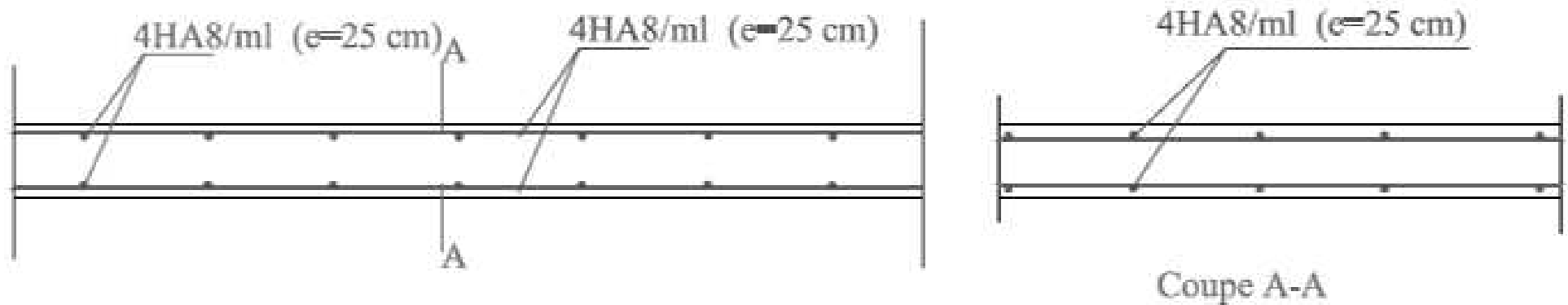
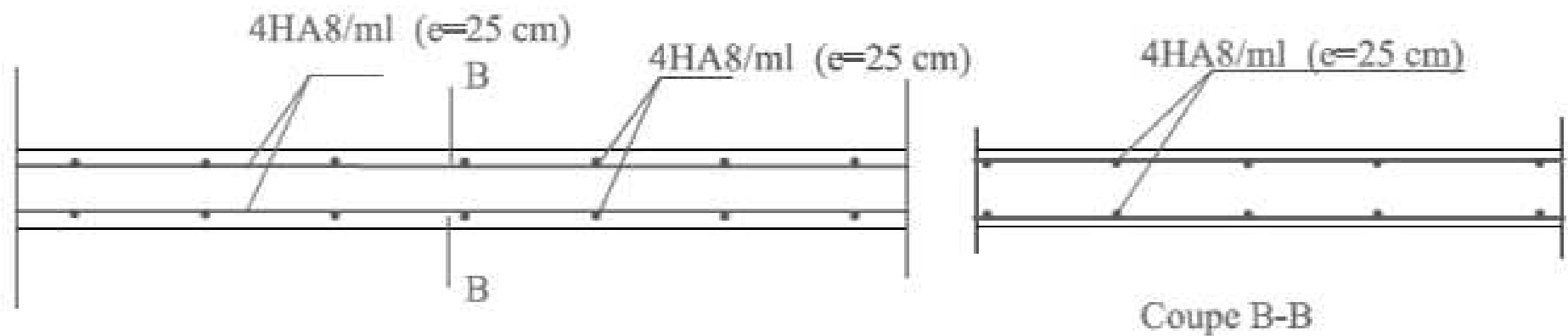


Fig III.4.1.Ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression



Plan de ferrailage de la dalle plane de halle d'ascenseur sens x-x



Plan de ferrailage de la dalle plane de halle d'ascenseur sens y-y

Fig.III.4.2.ferrailage de la dalle pleine du hall d'ascenseur.

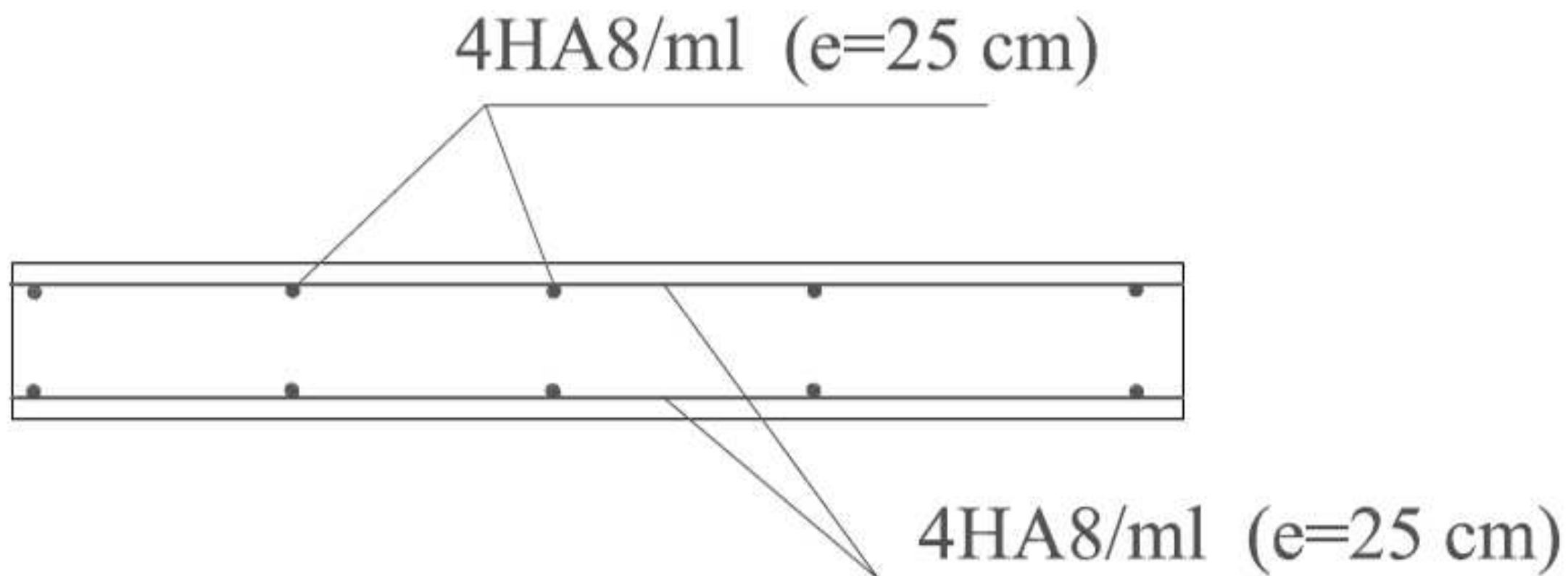


Fig.III.4.3.Plan de ferrailage de la dalle triangulaire

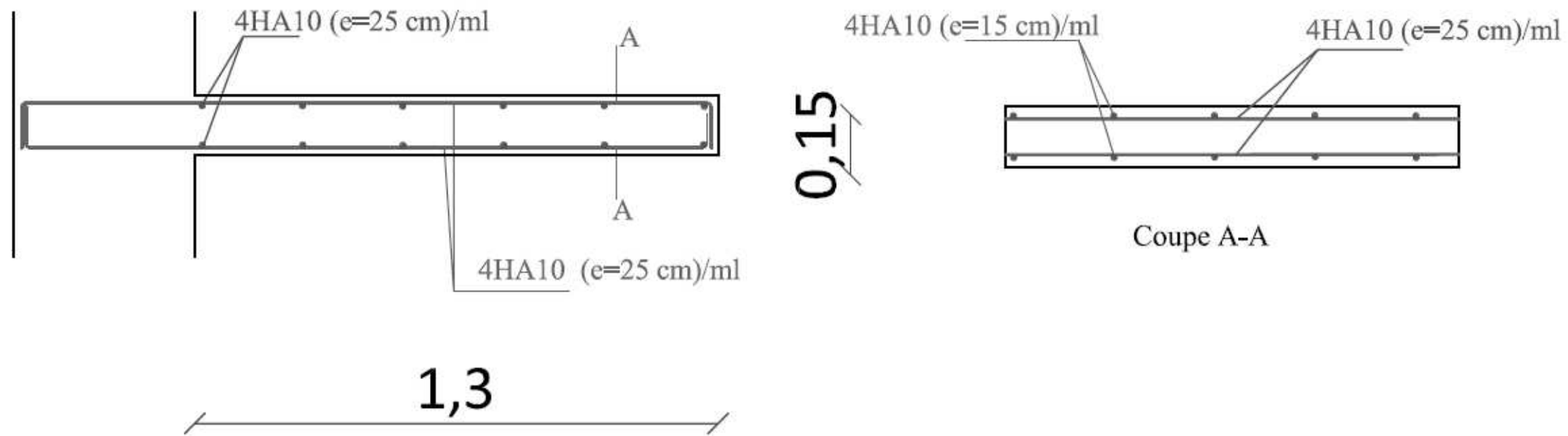
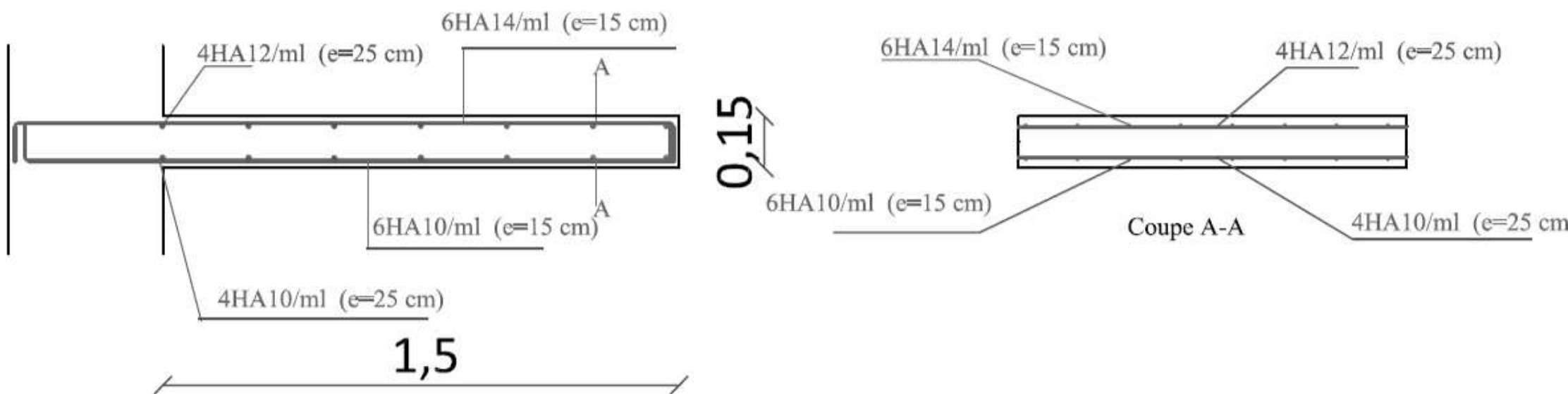


Fig.III.5.Plan de ferrailage des balcons



III.6. Plan de ferrailage des portes à faux

0,15

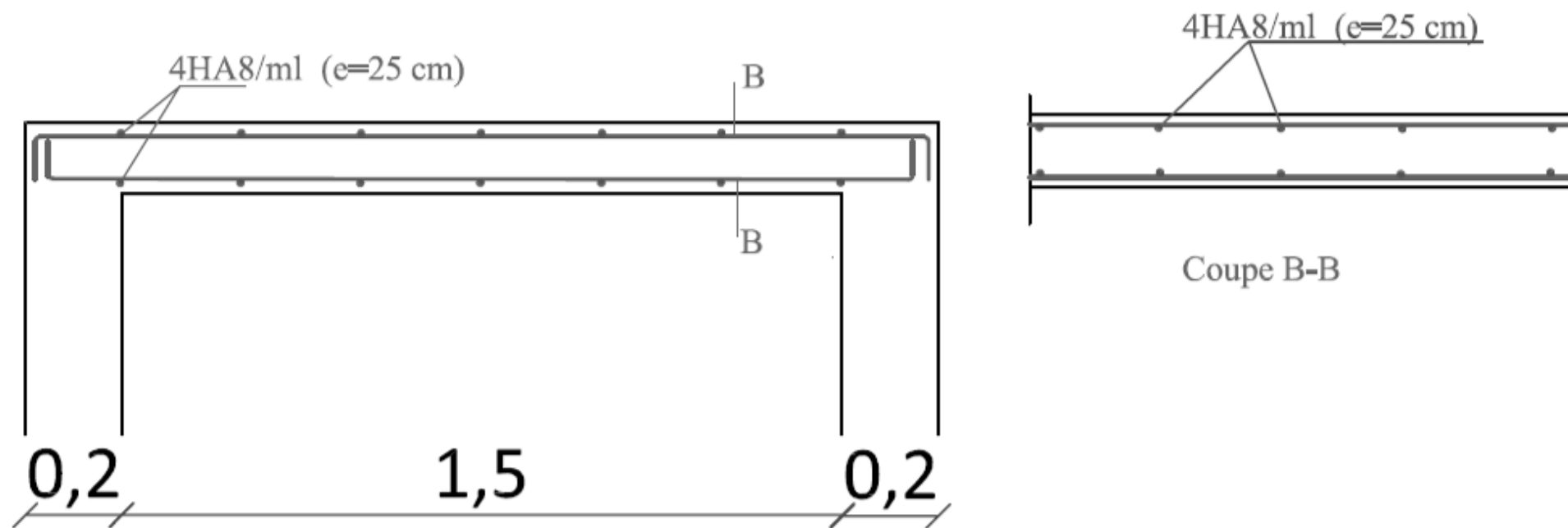


Fig.III.4.2.ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Chapitre IV : Modélisation et vérification au RPA.

IV. 1 INTRODUCTION

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV-2- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-2-1- Méthode statique équivalente :

○ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65\text{m en zone I et II}_a ,$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

IV-2-2- Méthode dynamique modale spectrale :

○ Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV-2-3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Conclusion :

La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV-3- modélisation et introduction des données :

La structure sera modélisée par le logiciel ETABS V.9.7.4.

❖ Première étape :

- **Unité de calcul:** KNm
- **Géométrie de base :**

Vu la géométrie de notre structure, elle sera étudiée sur les axes principaux d'inerties.

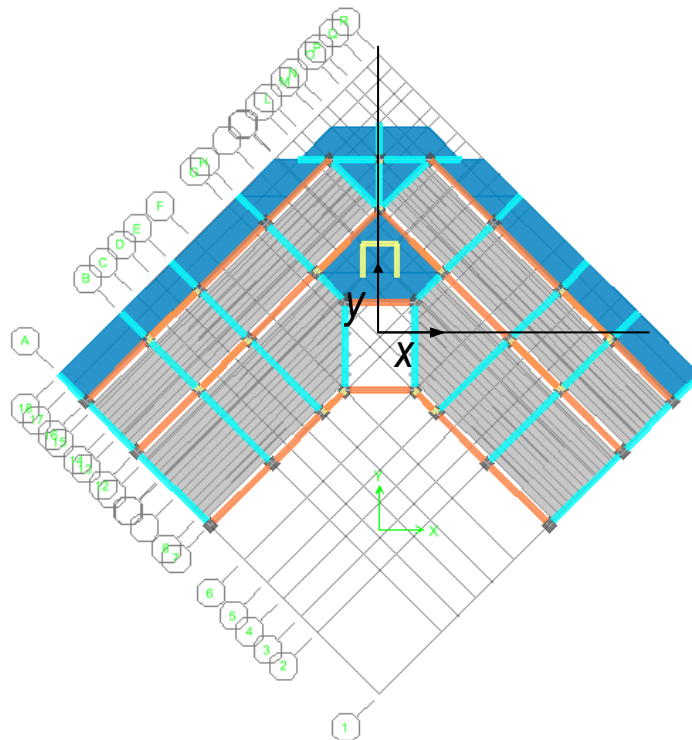


Fig IV.1.3. Système d'axes utilisé pour le calcul.

Le nombre de niveaux y compris le RDC : 11

Hauteur d'étage courant : 3.06 m

Hauteur de RDC : 3.06 m

❖ Deuxième étape :

Définition des matériaux :

Les matériaux dans notre structure sont le béton et l'acier.

Leurs propriétés pour le calcul sont:

- Masse volumique : $2.5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité : $32164200 \text{ KN} / \text{m}$
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ 000 KN} / \text{m}^2$
- Nuances des aciers FeE400 : $400 \text{ 000 KN} / \text{m}^2$
-

❖ Troisième étape

Introduction des données de sections :

➤ **Poutres :**

Poutres principales (25 x 30)

Poutres secondaires (25x30)

➤ **Poteaux :**

Remarque : après la modalisation, la période fondamentale était trop élevée (1.8 S) .Nous avons donc augmenté les sections des poteaux.

Les nouvelles sections adoptées sont :

(45X45) cm^2 pour le RDC, le 1^{er}, le 2^{ème} et le 3^{ème} étage.

(40x40) cm^2 pour le 5^{ème}, le 6^{ème}, le 7^{ème}, le 8^{ème} et le 9^{ème} étage.

(30x30) cm^2 pour le 10^{ème} et le 11^{ème} étage.

➤ **Les Voiles :**

Pour les Voiles l'épaisseur est de 20 cm.

➤ **Les planchers :**

► **Dalle pleine :** épaisseur de 15 cm

► **Plancher à Corps creux :** on utilisera des sections en T pour la modélisation des poutrelles. Avec une hauteur de 20cm (dalle de compression comprise)

❖ **Quatrième étape** : Définition du chargement qui sera appliqué à la structure.

► **Chargement dynamique :**

Le Spectre de réponse utilisé :

- Zone sismique : Zone IIa
- Groupe d'usage : 2
- Coefficient de comportement : $R = 3.5$
- Facteur de qualité calculé : $Q = 1.15$
- Coefficient d'amortissement : 8.5%
- Nature du site : site meuble S3

Le spectre de réponse sera introduit au logiciel.

En suite on définit les directions principales de l'étude sismique X et Y.

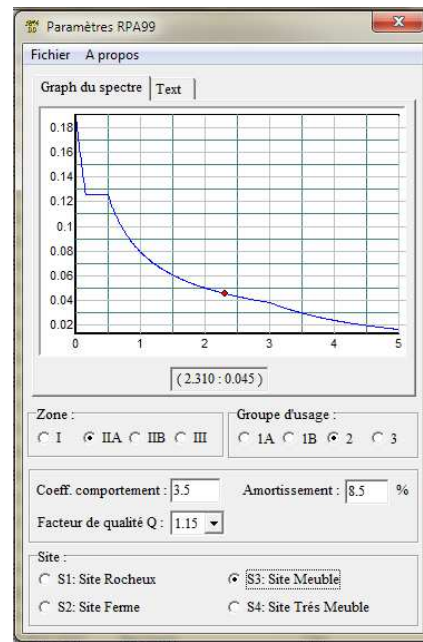


Fig IV.1.2. aperçu du spectre de réponse.

► **Chargement statique :**

Les Planchers :

Le chargement des planchers à corps creux sera un chargement par mètre linéaire le chargement se fera pour les poutrelles

En multipliant les résultats trouvés dans le chapitre 2 par 0.65 m (entre les axes des poutrelles) et en enlevant le poids propres de la poutrelle et celui de la dalle de compression qui sont considérés par le logiciel car la définition de l'élément s'est fait avec le matériau béton.

➤ **Charges et surcharges revenants aux planchers à corps creux :**

<i>planchers</i>	<i>G (KN/ml)</i>	<i>Q(KN/ml)</i>
<i>Etages courants</i>	2.847	0.975
<i>Terrasse inaccessible</i>	3.06	0.65

➤ **Charges et surcharges revenants aux dalles pleines :**

Pour les dalles pleines, le chargement est surfacique sans le poids propres de la dalle pleine qui est calculé par le logiciel car la définition de l'élément s'est fait avec le matériau béton.

	<i>G (KN/m²)</i>	<i>Q (KN /m²)</i>			
		<i>Etages courants</i>	<i>Terrasse inaccessible</i>	<i>balcons</i>	<i>Hall d'ascenseur</i>
<i>Dalle pleine</i>	<i>2.7</i>	<i>1.5</i>	<i>1</i>	<i>3.5</i>	<i>2.5</i>

❖ **Cinquième étape :**

Définition des combinaisons de charges :

BAEL 91 : combinaisons courantes :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (l'ELU)}$$

$$G + Q \text{ (L'ELS)}$$

RPA 99 modifié 2003 : combinaisons accidentelles :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

❖ **Sixième étape :**

Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'il forme un diaphragme.

❖ **Septième étape :**

consiste à l'analyse et visualisation des résultats, Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

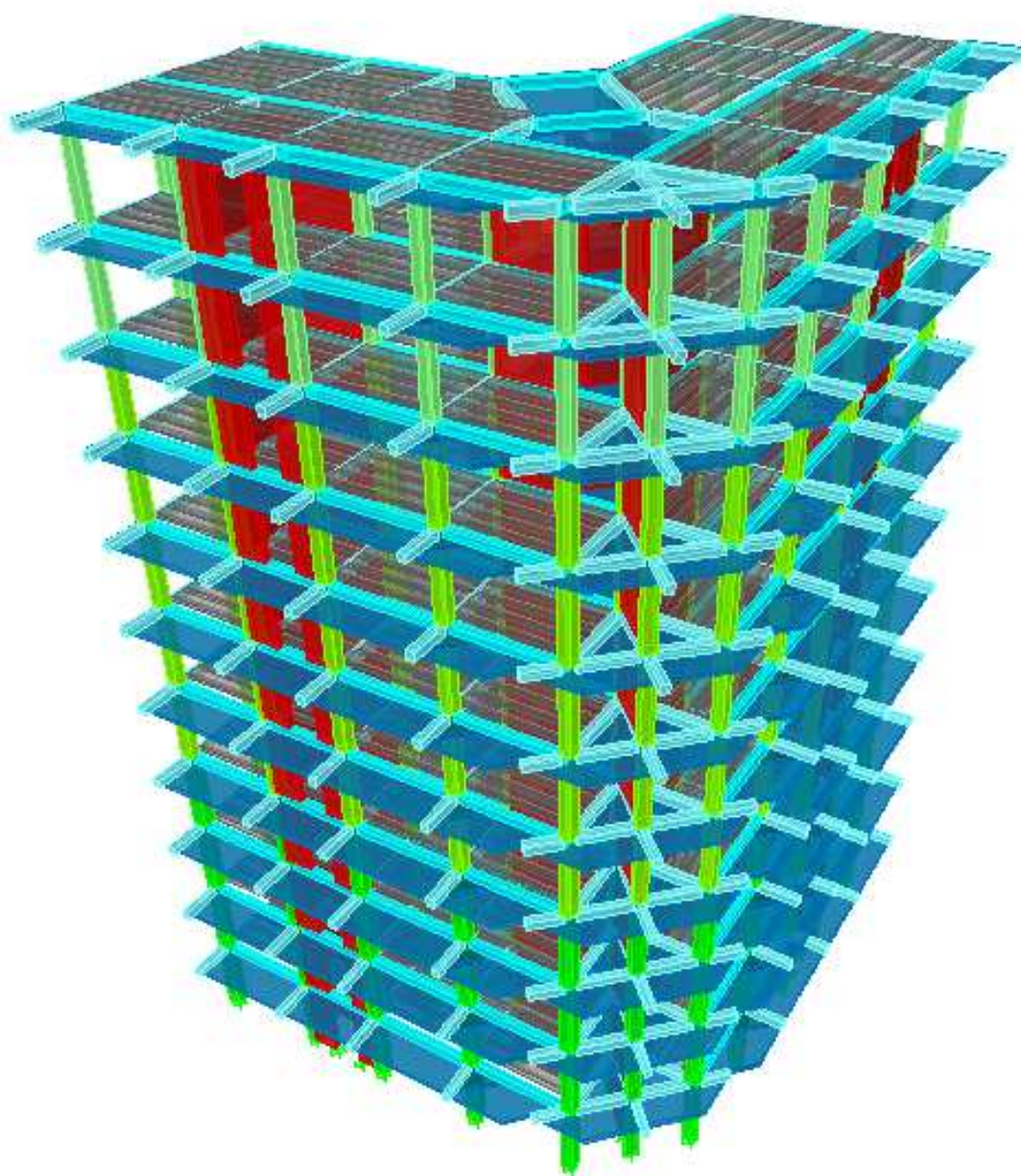


Fig IV.1.3. Model tridimensionnel

Avant d'exploiter les résultats de l'ETABS on doit vérifier les conditions du règlement parasismique algérien.

IV-4- Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P-Δ)

IV-4-1- Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA (2003) :

IV-4-1- 1- Type de contreventement :

1- Charges horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

Display ⇒ *show deformed shape et on selections la combinaison E* ⇒ *OK*

View ⇒ *set 3D view* ⇒ *on sélectionne le plan xz* ⇒ *OK*

Draw ⇒ *draw section cut* et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :

Charges horizontales :

$$\% V_{voile} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

Charges verticales :

$$\% N_{voile} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N} \times 100$$

➤ **Sens x – x :**

-Effort horizontal repris par les portiques = 18.26 %

-Effort horizontal repris par les voiles = 81.74 %

➤ **Sens y – y :**

-Effort horizontal repris par les portiques = 15.95%

-Effort horizontal repris par les voiles = 84.05 %

2- Charges verticales :

Les charges verticales reprises par le système de contreventement sont données par l'ETABS (G+0.2Q):

Charges verticales reprises par les portiques = 66.07 %

Charges verticales reprises par les voiles = 34.93%

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteurs.

donc le coefficient de comportement **R= 3.5**.

IV-4-1- 2- Modes de vibration :

Le nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Nota :

Le nombre minimal de modes (K) retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} = 9.95; \text{ avec } N = 11 \text{ niveaux et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

On prend $K = 10$ modes ; avec $T_K = T_{10} = 0.0531 \text{ s} < 0.2 \text{ s}$

- ▶ On doit considérer 10 modes de vibration.

IV-4-1- 3- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99 (article 4 -2 -4), la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

$$T = 0.05 (33.66)^{3/4} = 0.699$$

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$T_{RPA} = 0.699 \times 1.3 = 0.91s > 0.893s \dots\dots\dots \text{la période fondamentale est vérifiée.}$$

IV-4-1- 4- Vérifications de l'effort tranchant à la base :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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 sismiques déterminées par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- A = 0.25 (groupe d'usage 2 ; zone III)
- R = 3.5 (structure contreventé par voiles porteurs)
- W = 22019.4KN (poids total de la structure) (donné par le logiciel ETABS)
- Q : facteur de qualité :

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (formule 4 – 4 RPA page 29)

P_q : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) tel que :

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	P_q	Observé ou non	P_q
1)-Condition minimale sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2)-Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3)-Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4)-Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
5)-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6)-Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
$\sum P_q$		1.15		1.15

Tableau IV.1:Les critères de facteur de qualité

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération avec : $\beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA

W = 32768.61 KN

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ
Summation	0, 0, Base	G+0.2Q	0.00	0.00	32768.61

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

Facteur d'amplification dynamique D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D_{(x; y)} = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x; y)}}\right)^{2/3} & T_2 \leq T_{(x; y)} \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x; y)}}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T_{(x; y)}}\right)^{5/3} & T_{(x; y)} \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab .4.7) de RPA 99.

Site meuble $\Rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0,5s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif : de type de structure est de l'importance des remplissage Tab (4-2)

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 8.5\%$.

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,816 > 0.7; (\xi = 8.5\%) \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Calcul de T suivant les deux directions :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 33.66 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles) (tableau 4.6 du RPA)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 27.8 \text{ m}$$

$$D_y = 17.96 \text{ m}$$

$$h_N = 33.66 \text{ m}$$

$$T = 0.05 \times (33.66)^{3/4} = 0.6987 \text{ s}$$

$$T_x = 0.09 \times \left(\frac{33.66}{\sqrt{27.8}} \right) = 0.57 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \left(\frac{33.66}{\sqrt{17.36}} \right) = 0.73 \text{ s}$$

$$T_x = 0.57 \text{ s}$$

$$T_y = 0.73 \text{ s}$$

► Nous avons : $0.5 \text{ s} \leq T_{(x; y)} \leq 3 \text{ s}$ donc : $D_{(x; y)} = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x; y)}} \right)^{2/3}$

$$D_x = 1.87$$

$$D_y = 1.58$$

Application numérique :

Applications:

$$V_x^{statique} = 3020.09 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_x = 2416.07 \text{ KN}$$

$$V_y^{statique} = 2551.74 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_y = 2041.4 \text{ KN}$$

$$V_x^{dynamique} = 2704.05 \text{ KN} > 80 \% V_x = 2416.07 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y^{dynamique} = 2434.72 \text{ KN} > 80 \% V_y = 2041.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

IV-4-1- 5- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_e$ (RPA 99 article 5.10).

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous : *display* \Rightarrow *show table* \Rightarrow *displacements* \Rightarrow *displacements data* \Rightarrow *table:Diaphragm CM Displacement*

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	R	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$ (mm)	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$ (mm)	Δ_x^k (mm)	Δ_y^k (mm)	$\overline{\Delta_k}$ (mm)	observation
11	0,0246	0,0255	3,5	0,08610	0,08925	0,00910	0,00945	0,0306	condition vérifiée
10	0,0220	0,0228	3,5	0,07700	0,07980	0,00980	0,00980	0,0306	condition vérifiée
09	0,0192	0,0200	3,5	0,06720	0,07000	0,00945	0,01015	0,0306	condition vérifiée
08	0,0165	0,0171	3,5	0,05775	0,05985	0,00980	0,01015	0,0306	condition vérifiée
07	0,0137	0,0142	3,5	0,04795	0,04970	0,00980	0,01015	0,0306	condition vérifiée
06	0,0109	0,0113	3,5	0,03815	0,03955	0,00945	0,00945	0,0306	condition vérifiée
05	0,0082	0,0086	3,5	0,02870	0,03010	0,00840	0,00910	0,0306	condition vérifiée
04	0,0058	0,0060	3,5	0,02030	0,02100	0,00770	0,00770	0,0306	condition vérifiée
03	0,0036	0,0038	3,5	0,01260	0,01330	0,00630	0,00665	0,0306	condition vérifiée
02	0,0018	0,0019	3,5	0,00630	0,00665	0,00455	0,00455	0,0306	condition vérifiée
01	0,0005	0,0006	3,5	0,00175	0,00210	0,00175	0,00210	0,0306	condition vérifiée

Tableau VI.2: calcul des déplacements

Conclusion :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

IV-4-1-6- Vérification du déplacement maximale :

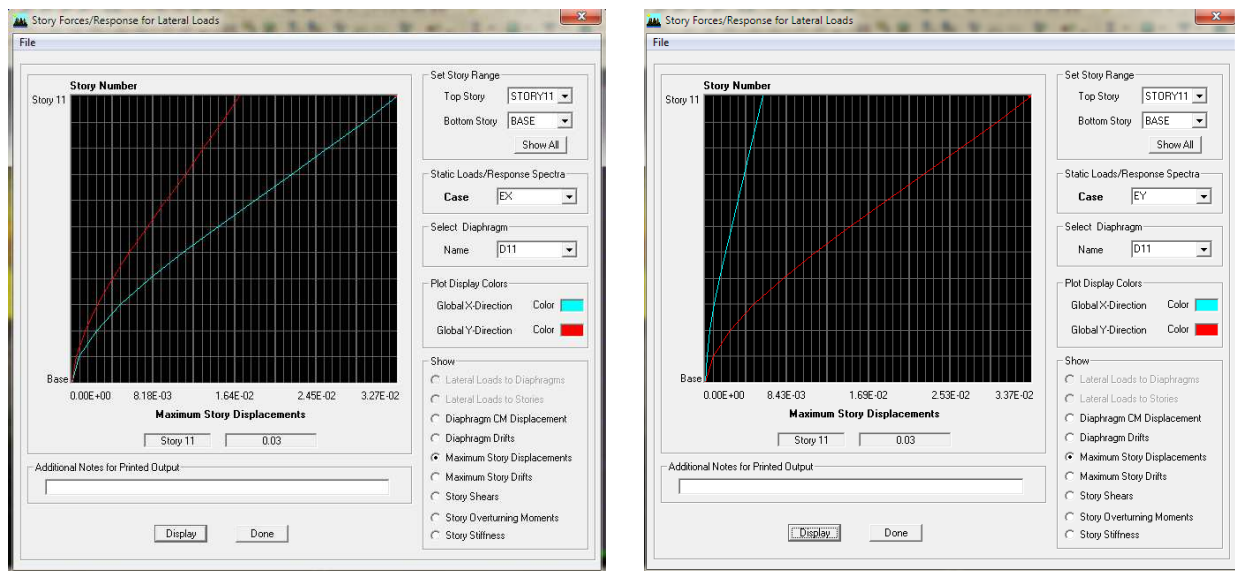
$$\delta_{\max} \leq f = H_t/500 ; H_t = 33.6\text{m} \Rightarrow f = 0.0672\text{m}$$

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

display \Rightarrow *show story response plots* .

L'etabs nous a donné le déplacement maximale au niveau du dernier étage égale à :

(0.01 m) \rightarrow condition vérifiée.



FigIV. 4. Vérification du déplacement maximale pour les deux sens.

Le déplacement maximale au niveau du dernier étage, il est égale à :

Suivant l'axe X-X (0.0327 m)condition vérifiée.

Suivant l'axe Y-Y (0.0337 m)condition vérifiée.

IV-4-1-7- Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%

au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 ver 2003).

Pour extraire le taux de participation massique à partir du logiciel ETABS on suit les étapes suivantes :

display ⇒ *show table* ⇒ *modal information* ⇒ *building modal information* ⇒ *table: modal Participating Mass Ratios* et le tableau suivant s'affiche:

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ	Sens du mode
1	0,907082	59,8243	0,6715	6,719	59,8243	0,6715	6,719	Translation suivant l'axe X-X
2	0,89574	0,6052	66,4334	0,0704	60,4295	67,1049	6,7894	Translation suivant l'axe Y-Y
3	0,781235	6,5695	0.0000	60,3044	66,999	67,1049	67,0938	Rotation autour de l'axe Z-Z
4	0,211069	14,8762	0,0158	3,2357	81,8753	67,1207	70,3295	Translation suivant l'axe X-X
5	0,207641	0,012	18,427	0,0028	81,8873	85,5477	70,3324	Translation suivant l'axe Y-Y
6	0,177944	3,8743	0	16,4609	85,7615	85,5477	86,7932	Rotation autour de l'axe Z-Z
7	0,090254	5,3749	0,0045	1,4064	91,1364	85,5522	88,1996	Translation suivant l'axe X-X
8	0,089643	0,0037	6,4775	0,001	91,1401	92,0297	88,2006	Translation suivant l'axe Y-Y
9	0,080233	1,4074	0	5,0033	92,5475	92,0297	93,2039	Rotation autour de l'axe Z-Z
10	0,053154	2,5986	0,0024	0,7638	95,1461	92,0321	93,9677	Translation suivant l'axe X-X
11	0,052971	0,0019	3,2866	0,0006	95,148	95,3187	93,9683	Translation suivant l'axe Y-Y
12	0,050228	0,6708	0	2,2273	95,8188	95,3187	96,1956	Rotation autour de l'axe Z-Z

Tableau.IV.3 : Participation massique

Le mode fondamental est un mode de translation suivant (Y) avec une mobilisation de masse de 67.1049%.

Les 09 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%

Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

IV-4-1-8- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Sens xx :

Niveau	P_{KN}^k	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_{KN}^k	h_k	$V_k \times h_k$	θ	OBS
11	2360,601	0,0091	21,4814691	391,93	3,06	1199,3058	0,01791159	vérifiée
10	5036,172	0,0098	49,3544856	707,61	3,06	2165,2866	0,02279351	vérifiée
09	7750,158	0,00945	73,2389931	948,61	3,06	2902,7466	0,02523093	vérifiée
08	10508,024	0,0098	102,9786352	1153,23	3,06	3528,8838	0,02918165	vérifiée
07	13265,89	0,0098	130,005722	1325,96	3,06	4057,4376	0,03204134	vérifiée
06	16023,756	0,00945	151,4244942	1474,56	3,06	4512,1536	0,03355925	vérifiée
05	18781,622	0,0084	157,7656248	1606,02	3,06	4914,4212	0,03210259	vérifiée
04	21584,295	0,0077	166,1990715	1718	3,06	5257,08	0,03161433	vérifiée
03	24436,698	0,0063	153,9511974	1811,8	3,06	5544,108	0,02776843	vérifiée
02	27289,101	0,00455	124,1654096	1885,95	3,06	5771,007	0,02151538	vérifiée
01	30141,504	0,00175	52,747632	1922,1	3,06	5881,626	0,00896821	vérifiée

Tableau IV.4. : Vérification de l'effet P-Δ (sens x-x).

Sens y-y :

Niveau	P_{KN}	Δ_k	$P_k \times \Delta_k$	V_{KN}	h_k	$V_k \times h_k$	θ	OBS
11	2360,601	0,00945	22,30767945	414,73	3,06	1269,0738	0,01757792	verifiée
10	5036,172	0,0098	49,3544856	747,01	3,06	2285,8506	0,0215913	verifiée
09	7750,158	0,01015	78,6641037	999,71	3,06	3059,1126	0,02571468	verifiée
08	10508,024	0,01015	106,6564436	1212,27	3,06	3709,5462	0,02875188	verifiée
07	13265,89	0,01015	134,6487835	1391,09	3,06	4256,7354	0,03163194	verifiée
06	16023,756	0,00945	151,4244942	1546,35	3,06	4731,831	0,03200125	verifiée
05	18781,622	0,0091	170,9127602	1685,3	3,06	5157,018	0,03314178	verifiée
04	21584,295	0,0077	166,1990715	1805,2	3,06	5523,912	0,0300872	verifiée
03	24436,698	0,00665	162,5040417	1906,39	3,06	5833,5534	0,02785678	verifiée
02	27289,101	0,00455	124,1654096	1984,04	3,06	6071,1624	0,02045167	verifiée
01	30141,504	0,0021	63,2971584	2019,08	3,06	6178,3848	0,01024494	verifiée

Tableau IV.5 : Vérification de l'effet P- Δ (sens y-y).

Conclusion:

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion générale des vérifications:

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

Chapitre V : Fichier résultats.

V.1 Introduction:

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats obtenus de l'étude dynamique. Ces résultats présentent les sollicitations de la structure sous les différentes charges combinées à l'action sismique selon les combinaisons d'actions réglementaires dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles). Les résultats étalés sont les efforts maximums pour chaque élément principal de notre structure

V.2 les efforts internes pour les poutres:

V.2.1 Numérotations utilisées pour les poutres :

Les numérotations et abréviations adoptées pour les poutres, sont utilisées par le logiciel de calcul utilisé à savoir le logiciel ETABS en plus de la numérotation des poutres nous avons ajoutés des numérotations pour les portiques pour faciliter leurs localisation (voir figures V.1).

Pour les poutres (figure V.1) :

Exemple: B2 :

B: Beam (poutre).

2: le numéro que le logiciel lui a affecté lors de la modélisation

Remarque : Le même élément garde la même désignation en passant d'un niveau du bâtiment à un autre.

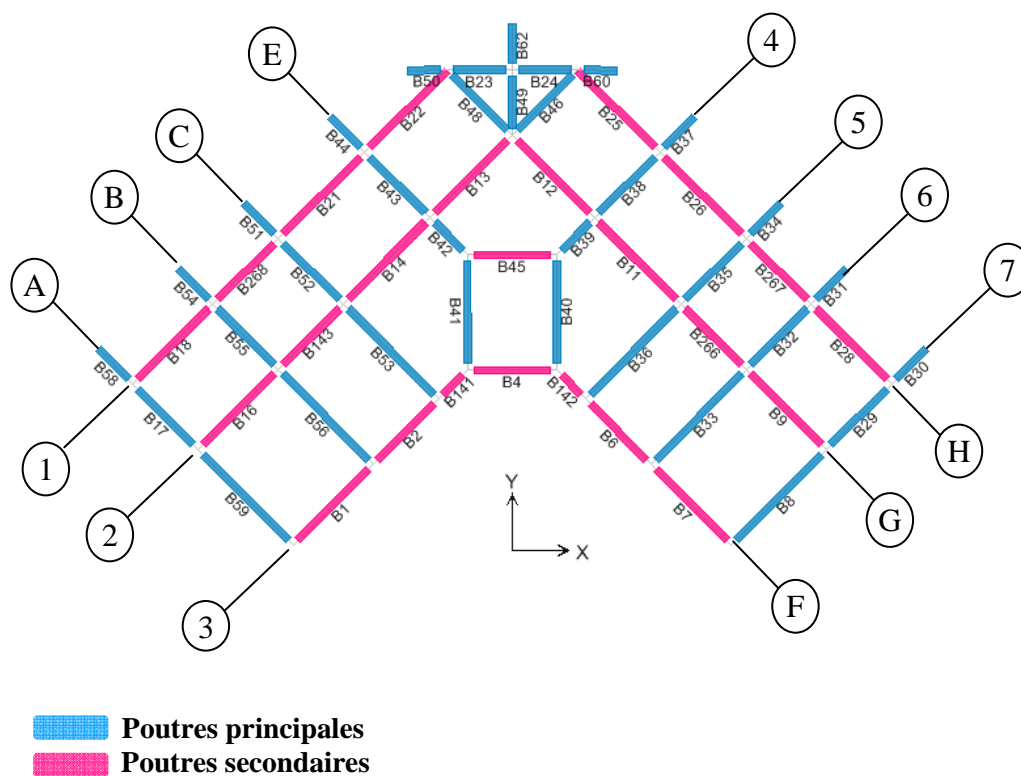


figure V.1. Numérotations utilisées pour les poutres

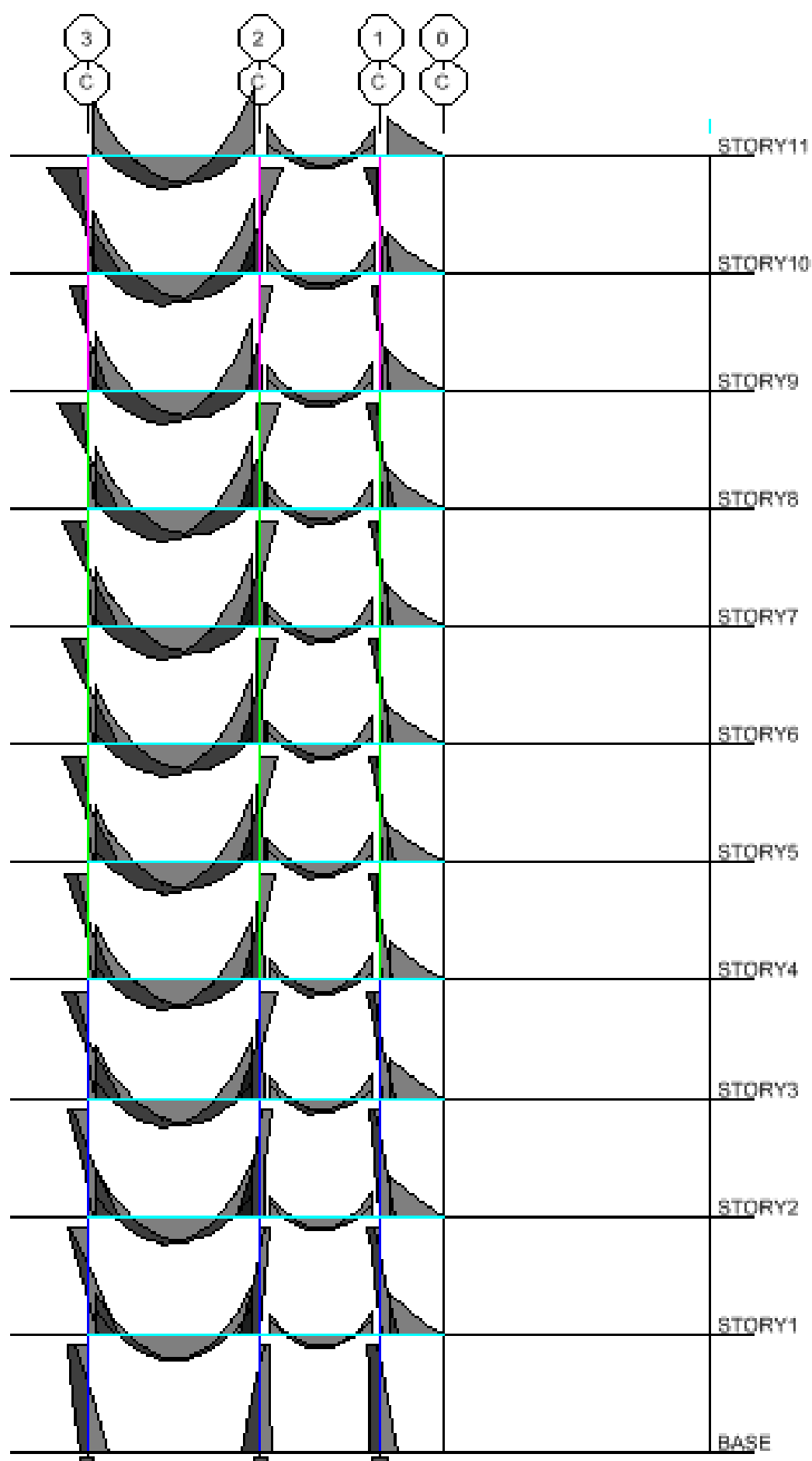


Figure.V.3. Diagramme des moments fléchissant du le portique c (G+Q+E).

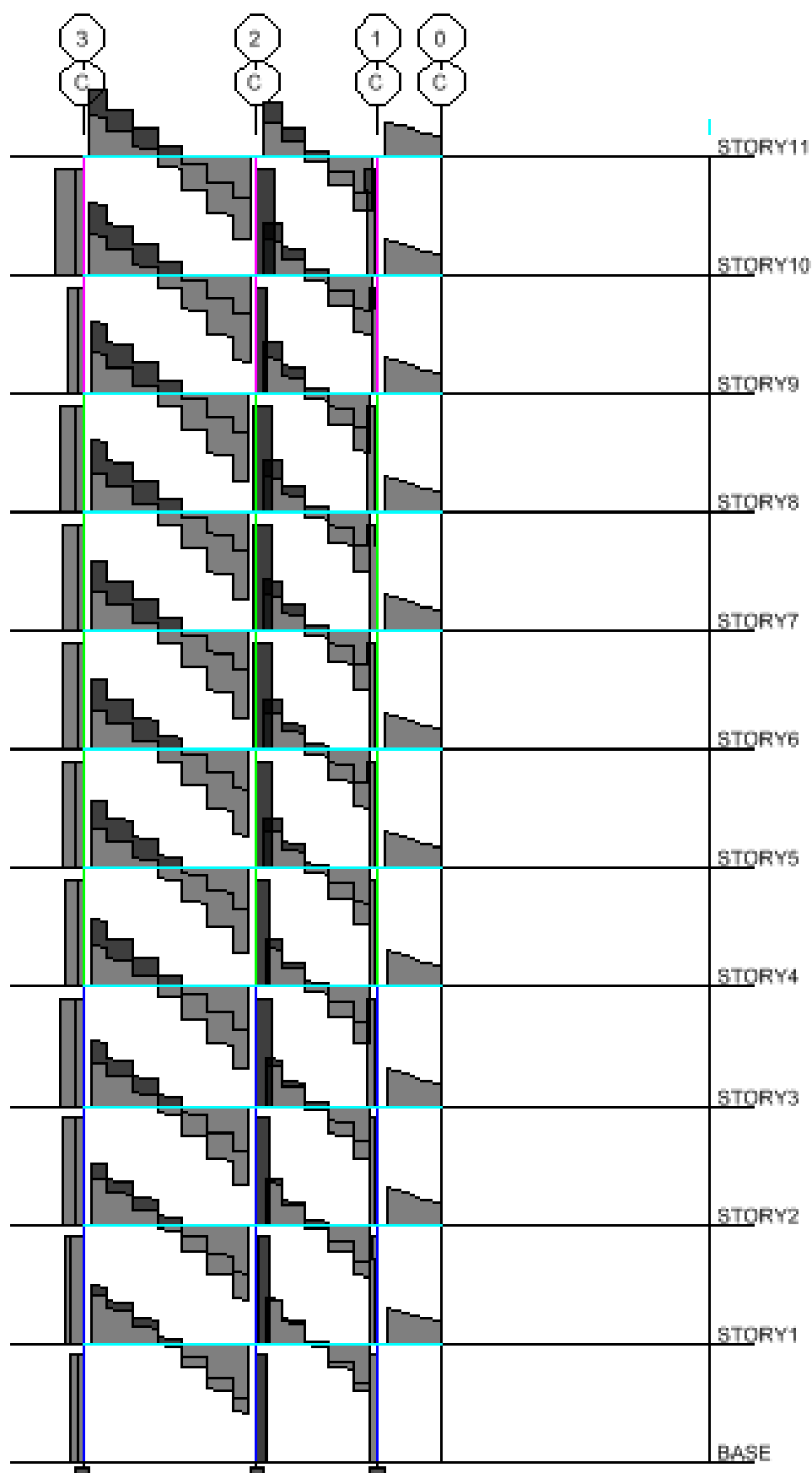


Figure.V.4. Diagramme des efforts tranchants du le portique c (G+Q+E).

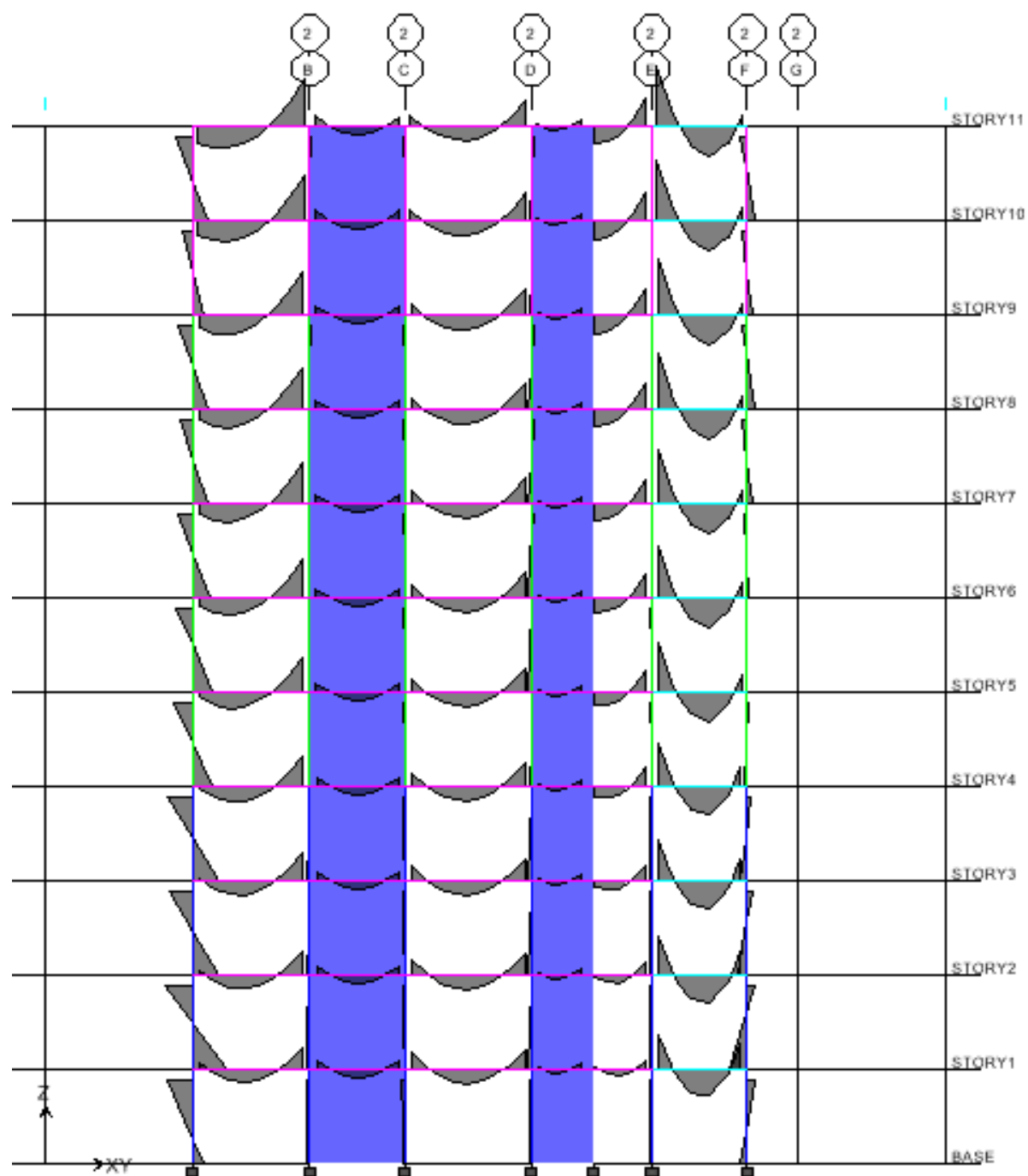


Figure.V.5. Diagramme des moments fléchissant du le portique 2 à l'ELU.

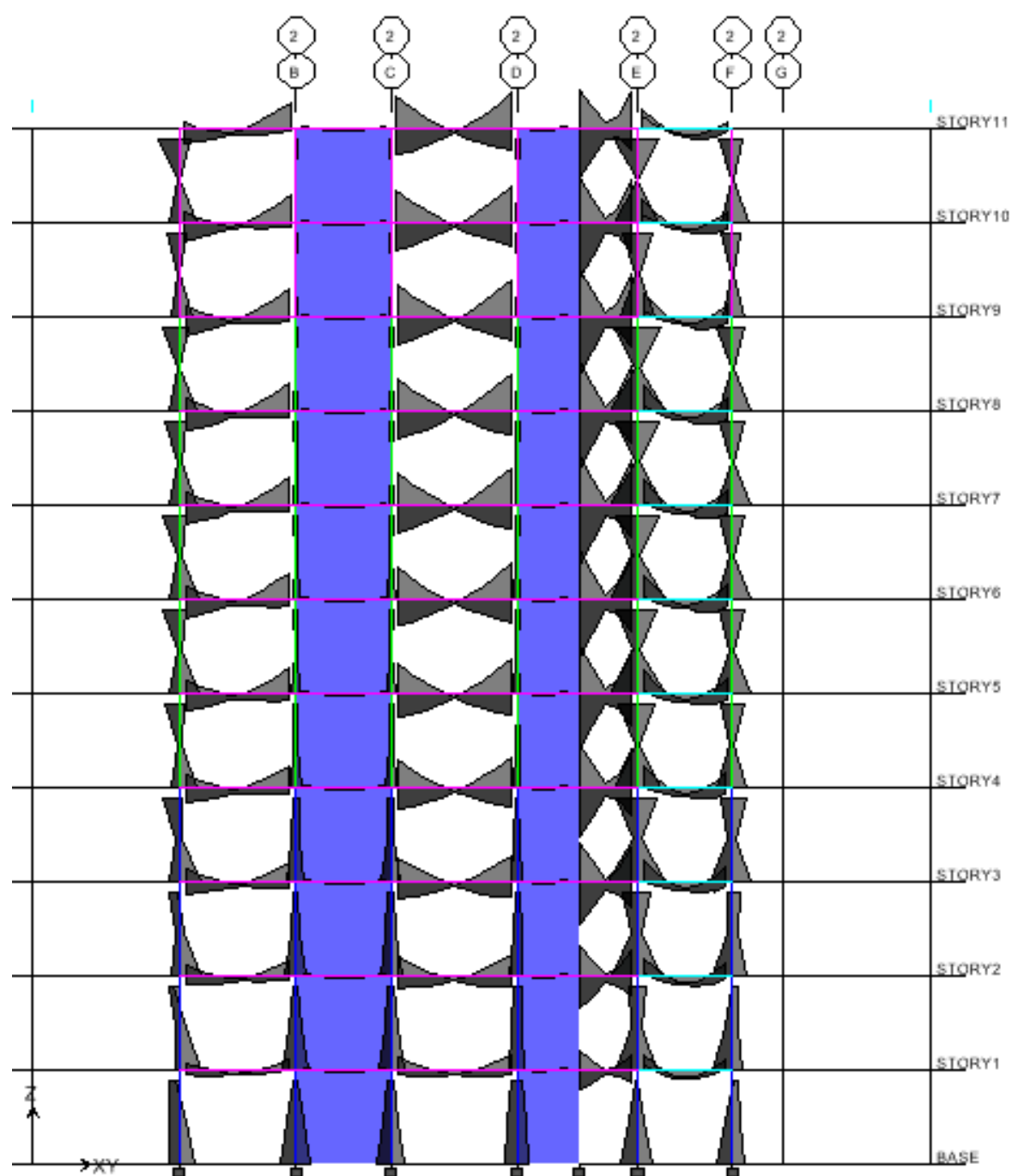


Figure.V.6. Diagramme des moments fléchissant du le portique 2 (G+Q+E).

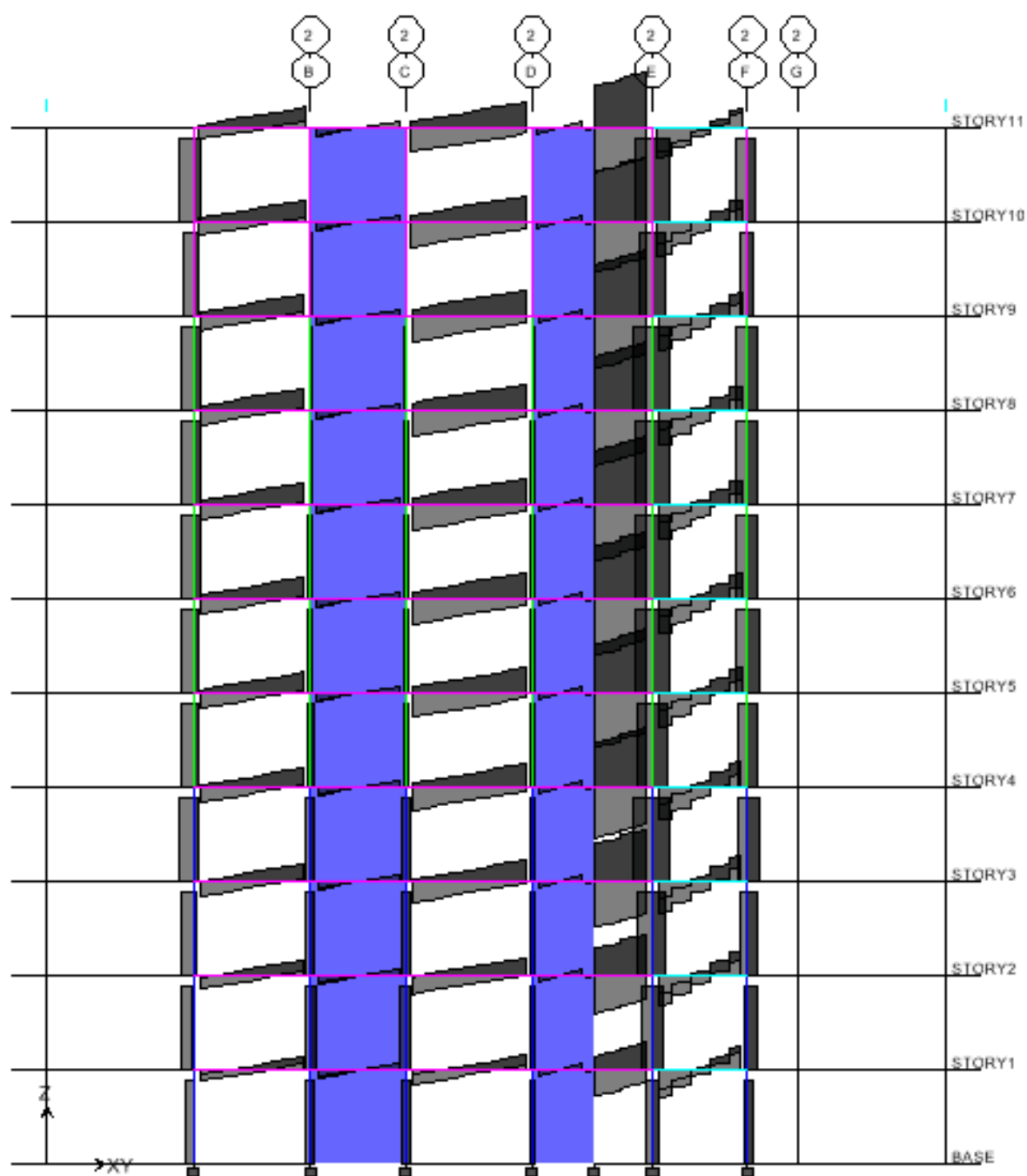


Figure.V.7. Diagramme des efforts tranchants du le portique 2(G+Q+E).

V.2.2 Poutres secondaires :

➤ Zone I : étages courants

Combinaison courantes ELU et ELS

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
1	B18	Mf max (en travée) (KN.m)	10.894	7.912
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-19.303	-14.025
		Vmax (KN)	30.01	21.8
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	3.085	2.243
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.083	-2.968
		Vmax (KN)	10.58	7.69
	B21	Mf max(en travée) (KN.m)	11.944	8.674
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-23.542	-17.093
		Vmax (KN)	32.87	23.87
	B22	Mf max(en travée) (KN.m)	13.072	9.492
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-24.41	-17.728
		Vmax (KN)	39.75	28.86
2	B13 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	7.571	5.502
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-11.567	-8.41
		Vmax (KN)	21.81	15.84
	B14	Mf max(en travée) (KN.m)	5.529	4.02
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-10.132	-7.367
		Vmax (KN)	15.7	11.41
	B143	Mf max(en travée) (KN.m)	2.258	2.258
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.081	-2.967
		Vmax (KN)	10.6	7.7
	B16	Mf max(en travée) (KN.m)	6.458	4.695
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-14.375	-10.453
		Vmax (KN)	18.07	13.14
3	B1	Mf max(en travée) (KN.m)	5.528	4.017
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-7.349	-5.338
		Vmax (V2max) (KN)	14.23	10.34
	B2	Mf max(en travée) (KN.m)	7.787	5.655
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-16.624	-12.079
		Vmax (KN)	19.6	14.24
	B141	Mf max(en travée) (KN.m)	0.579	0.421
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.361	-0.263
		Vmax (KN)	3.8	2.76

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
E	B28	Mf max (en travée) (KN.m)	10.991	7.983
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-20.124	-14.621
		Vmax (KN)	30.48	22.14
	B267	Mf max(en travée) (KN.m)	0.469	0.341
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.433	-2.498
		Vmax (KN)	9.96	7.23
	B26	Mf max(en travée) (KN.m)	11.96	8.668
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-22.559	-16.382
		Vmax (KN)	32.36	23.5
	B25	Mf max(en travée) (KN.m)	13.171	9.564
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-25.111	-18.236
		Vmax (KN)	40.11	29.12
F	B12 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	8.02	5.826
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-11.576	-8.62
		Vmax (KN)	21.81	16.45
	B11	Mf max(en travée) (KN.m)	5.689	4.136
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-11.767	-8.553
		Vmax (KN)	16.59	12.06
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	3.085	2.243
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.083	-2.968
		Vmax (KN)	10.58	7.69
	B9	Mf max(en travée) (KN.m)	6.689	4.862
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-14.962	-10.879
		Vmax (KN)	18.41	13.38
G	B7	Mf max(en travée) (KN.m)	5.474	3.978
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-6.87	-4.99
		Vmax (V2max) (KN)	13.95	10.14
	B6	Mf max(en travée) (KN.m)	8.248	5.99
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-17.144	-12.456
		Vmax (KN)	19.96	14.57
	B142	Mf max(en travée) (KN.m)	0.579	0.421
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.362	-0.263
		Vmax (KN)	3.8	2.76

➤ Zone II : plancher terrasse :
combinaisons courantes

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
1	B18	Mf max (en travée) (KN.m)	11.682	8.535
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-23.554	-17.111
		Vmax (KN)	32.24	23.42
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	3.085	2.424
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.39	-3.21
		Vmax (KN)	10.79	7.85
	B21	Mf max(en travée) (KN.m)	13.073	9.495
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-29.438	-21.382
		Vmax (KN)	35.8	26
	B22	Mf max(en travée) (KN.m)	14.571	10.633
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-27.764	-20.166
		Vmax (KN)	41.52	30.15
2	B13 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	7.971	6.046
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-11.689	-8.64
		Vmax (KN)	22.75	16.11
	B14	Mf max(en travée) (KN.m)	5.529	4.019
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-11.456	-8.332
		Vmax (KN)	16.39	11.92
	B143	Mf max(en travée) (KN.m)	3.102	2.255
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.386	-3.207
		Vmax (KN)	10.81	7.85
	B16	Mf max(en travée) (KN.m)	8.859	6.461
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-19.322	-14.098
		Vmax (KN)	20.82	15.21
3	B1	Mf max(en travée) (KN.m)	7.707	5.627
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-8.571	-6.231
		Vmax (V2max) (KN)	15.17	11.02
	B2	Mf max(en travée) (KN.m)	13.535	9.84
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-23.591	-17.149
		Vmax (KN)	24.25	17.63
	B141	Mf max(en travée) (KN.m)	0.557	0.405
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.564	0.412
		Vmax (KN)	4.02	2.92

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
E	B28	Mf max (en travée) (KN.m)	11.739	8.577
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-24.692	-17.944
		Vmax (KN)	32.89	23.89
	B267	Mf max(en travée) (KN.m)	0.56	0.408
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.346	-2.439
		Vmax (KN)	10.37	7.48
	B26	Mf max(en travée) (KN.m)	12.801	9.298
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-28.023	-20.358
		Vmax (KN)	35.08	25.48
	B25	Mf max(en travée) (KN.m)	14.616	10.666
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-28.711	-20.851
		Vmax (KN)	42.01	30.5
F	B12 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	7.384	5.344
		Ma max (en appuis) (KN.m)	11.266	-8.192
		Vmax (KN)	21.09	16.06
	B11	Mf max(en travée) (KN.m)	6.082	4.4427
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-13.819	-10.046
		Vmax (KN)	17.66	12.83
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	3.085	2.242
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.39	-3.21
		Vmax (KN)	10.79	7.85
	B9	Mf max(en travée) (KN.m)	9.287	6.771
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-20.079	-14.647
		Vmax (KN)	21.22	15.15
G	B7	Mf max(en travée) (KN.m)	7.776	5.604
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-7.918	-5.757
		Vmax (V2max) (KN)	14.8	10.76
	B6	Mf max(en travée) (KN.m)	14.145	10.283
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-24.312	-17.673
		Vmax (KN)	24.74	17.98
	B142	Mf max(en travée) (KN.m)	0.56	0.406
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.57	-0.415
		Vmax (KN)	4.02	2.92

Les Efforts internes dans les poutres secondaires (chargement accidentel) :

Remarque :

Nous avons remarqué que les sollicitations dues au chargement accidentel subies par les poutres secondaires diffèrent, elles sont moins vulnérables en dans les étages inférieurs de la structure et ceux du haut sont plus exposés, les résultats sont résumés ci-dessous :

- Zone I : VS RDC 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème} étage

Combinaisons accidentelles

Portiques	Poutres	Efforts internes	Combinaisons Accidentelles	
1	B18	Mf max (en travée) (KN.m)	17.01	
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-40.159	20.649
		Vmax (KN)	37.23	
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	2.256	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.284	2.256
		Vmax (KN)	7.93	
	B21	Mf max(en travée) (KN.m)	14.881	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-41.569	19.382
		Vmax (KN)	37.05	
	B22	Mf max(en travée) (KN.m)	14.475	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-38.575	14.822
		Vmax (KN)	39.56	
2	B13 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	10.992	
		Ma max (en appuis du voile) (KN.m)	-63.535	68.474
		Ma max (en appuis du poteau) (KN.m)	-55.201	45.89
		Vmax (KN)	81.48	
	B14	Mf max(en travée) (KN.m)	18.118	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-38.741	27.604
		Vmax (KN)	38.741	
	B143	Mf max(en travée) (KN.m)	2.118	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.288	2.274
		Vmax (KN)	7.95	
	B16	Mf max(en travée) (KN.m)	13.002	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-31.388	21.643
		Vmax (KN)	25.35	
3	B1	Minf(M3max) (KN.m)	7.965	
		Msup(M3min) (KN.m)	-18.312	9.362
		Vmax (V2max) (KN)	17.78	
	B2	Mf max(en travée) (KN.m)	9.885	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-30.834	23.59
		Vmax (KN)	28.07	
	B141	Mf max(en travée) (KN.m)	0.332	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.256	0.425
		Vmax (KN)	2.78	

Portiques	Poutres	Efforts internes	Combinaisons Accidentelles	
E	B28	Mf max (en travée) (KN.m)	17.226	
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-40.687	21.163
		Vmax (KN)	37.54	
	B267	Mf max(en travée) (KN.m)	11.637	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-15.312	11.637
		Vmax (KN)	29.19	
	B26	Mf max(en travée) (KN.m)	17.406	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-41.125	19.04
		Vmax (KN)	36.81	
	B25	Mf max(en travée) (KN.m)	14.679	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-39.087	15.143
		Vmax (KN)	39.82	
F	B12 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	11.038	
		Ma max à l'appui du poteau (KN.m)	-63.241	68.605
		Ma max à l'appui du voile (KN.m)	-55.278	45.688
		Vmax (KN)	81.6	
	B11	Mf max(en travée) (KN.m)	16.448	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-39.897	28.779
		Vmax (KN)	29.19	
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	2.149	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.284	2.256
		Vmax (KN)	7.93	
	B9	Mf max(en travée) (KN.m)	13.145	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-31.284	21.998
		Vmax (KN)	25.56	
G	B7	Minf(M3max) (KN.m)	8.028	
		Msup(M3min) (KN.m)	-18.038	9.143
		Vmax (V2max) (KN)	17.62	
	B6	Mf max(en travée) (KN.m)	9.973	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-31.163	23.888
		Vmax (KN)	28.31	
	B142	Mf max(en travée) (KN.m)	0.362	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.256	0.425
		Vmax (KN)	2.78	

- Zone II : du 4ème au 10ème étage.

Combinaisons accidentelles

Portiques	Poutres	Efforts internes	Combinaisons Accidentelles	
1	B18	Mf max (en travée) (KN.m)	19.607	
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-47.697	26.751
		Vmax (KN)	41.16	
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	2.251	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.496	2.259
		Vmax (KN)	7.97	
	B21	Mf max(en travée) (KN.m)	21.711	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-51.532	26.915
		Vmax (KN)	41.75	
	B22	Mf max(en travée) (KN.m)	8.301	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-22.509	9.909
		Vmax (KN)	31.2	
2	B13 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	23.338	
		Ma max à l'appui du poteau (KN.m)	-70.63	78.109
		Ma max à l'appui du voile (KN.m)	-61.55	47.597
		Vmax (KN)	91.82	
	B14	Mf max(en travée) (KN.m)	22.388	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-47.383	35.916
		Vmax (KN)	33.03	
	B143	Mf max(en travée) (KN.m)	2.145	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.49	2.275
		Vmax (KN)	8.00	
	B16	Mf max(en travée) (KN.m)	15.514	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-38.294	27.649
		Vmax (KN)	29.06	
3	B1	Minf(M3max) (KN.m)	9.426	
		Msup(M3min) (KN.m)	-21.926	12.579
		Vmax (V2max) (KN)	19.81	
	B2	Mf max(en travée) (KN.m)	12.596	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-41.283	32.515
		Vmax (KN)	34.92	
	B141	Mf max(en travée) (KN.m)	0.312	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.637	0.417
		Vmax (KN)	3.38	

Portiques	Poutres	Efforts internes	Combinaisons Accidentelles	
E	B28	Mf max (en travée) (KN.m)	19.937	
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-48.517	27.552
		Vmax (KN)	41.64	
	B267	Mf max(en travée) (KN.m)	7.289	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-11.577	8.299
		Vmax (KN)	23.26	
	B26	Mf max(en travée) (KN.m)	21.315	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-50.605	26.425
		Vmax (KN)	41.38	
	B25	Mf max(en travée) (KN.m)	17.757	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-46.219	20.116
		Vmax (KN)	43.59	
F	B12 BV	Mf max(en travée) (KN.m)	21.133	
		Ma max à l'appui du poteau (KN.m)	-70.311	78.293
		Ma max à l'appui du voile (KN.m)	-61.681	47.402
		Vmax (KN)	91.99	
	B11	Mf max(en travée) (KN.m)	23.327	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-49.229	37.784
		Vmax (KN)	34.04	
	B266	Mf max(en travée) (KN.m)	1.378	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-3.496	2.259
		Vmax (KN)	7.97	
	B9	Mf max(en travée) (KN.m)	15.74	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-38.871	28.1
		Vmax (KN)	29.39	
G	B7	Minf(M3max) (KN.m)	15.74	
		Msup(M3min) (KN.m)	-38.871	28.197
		Vmax (V2max) (KN)	29.39	
	B6	Mf max(en travée) (KN.m)	12.737	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-41.86	32.994
		Vmax (KN)	35.3	
	B142	Mf max(en travée) (KN.m)	0.18	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.164	0.418
		Vmax (KN)	3.39	

V.2.3 Poutres principales :

➤ Zone I : étages courants

Combinaison courantes ELU et ELS

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
a	B59	Mf max (en travée) (KN.m)	19.184	13.942
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-27.906	-20.28
		Vmax (KN)	41.53	30.19
	B17	Mf max(en travée) (KN.m)	7.431	5.4
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-14.565	-10.588
		Vmax (KN)	26.64	19.37
	B58	Mf max(en travée) (KN.m)	-27.445	-19.54
		Ma max (en appuis) (KN.m)	0	0
		Vmax (KN)	24.47	17.81
b	B56	Mf max(en travée) (KN.m)	36.56	26.541
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-67.448	-48.968
		Vmax (KN)	88.58	64.31
	B55	Mf max(en travée) (KN.m)	0.03	0.02
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.153	-0.11
		Vmax (KN)	0.82	0.61
	B54	Mf max(en travée) (KN.m)	-47.47	-34.483
		Ma max (en appuis) (KN.m)	0	0
		Vmax (KN)	42.04	30.56
c	B53	Mf max(en travée) (KN.m)	31.397	22.796
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-50.148	-36.408
		Vmax (KN)	74.63	54.18
	B52	Mf max(en travée) (KN.m)	15.634	11.347
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-21.942	-18.104
		Vmax (KN)	54.87	39.84
	B51	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-49.47	-35.934
		Vmax (KN)	43.4	31.54
d	B41	Mf max(en travée) (KN.m)	11.459	8.333
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-16.188	-11.771
		Vmax (KN)	29.90	21.76
	B42	Mf max(en travée) (KN.m)	10.918	7.935
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-25.538	-18.559
		Vmax (KN)	50.88	36.97
	B43	Mf max(en travée) (KN.m)	22.022	16.035
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-47.549	-34.54
		Vmax (V2max) (KN)	75.55	54.86
	B44	Mf max(en travée) (KN.m)	-55.918	-40.612
		Ma max (en appuis) (KN.m)	0	0
		Vmax (KN)	46.69	33.93

➤ Zone II : Plancher terrasse

Combinaison courantes ELU et ELS

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
a	B59	Mf max (en travée) (KN.m)	20.897	15.28
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-26.603	-19.45
		Vmax (KN)	39.66	29
	B17	Mf max(en travée) (KN.m)	4.73	3.455
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-14.73	-10.455
		Vmax (KN)	25.04	18.31
	B58	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-25.755	-18.827
		Vmax (KN)	23.05	16.86
b	B56	Mf max(en travée) (KN.m)	38.353	28.024
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-69.474	-50.728
		Vmax (KN)	89.53	65.4
	B55	Mf max(en travée) (KN.m)	0.78	0.034
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.046	-0.02
		Vmax (KN)	0.87	065
	B54	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-44.409	-32.442
		Vmax (KN)	39.42	28.81
c	B53	Mf max(en travée) (KN.m)	32.958	24.079
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-48.776	-35.629
		Vmax (KN)	73.53	53.72
	B52	Mf max(en travée) (KN.m)	13.592	9.923
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-26.088	-19.061
		Vmax (KN)	53.11	38.78
	B51	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-46	-33.802
		Vmax (KN)	40.68	29.73
d	B41	Mf max(en travée) (KN.m)	12.604	9.221
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-13.263	-9.701
		Vmax (KN)	27.1	19.83
	B42	Mf max(en travée) (KN.m)	8.028	5.846
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-26.75	-19.492
		Vmax (KN)	48.51	35.38
	B43	Mf max(en travée) (KN.m)	19.009	13.875
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-42.868	-31.235
		Vmax (V2max) (KN)	70.17	51.22
	B44	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-52.279	-38.186
		Vmax (KN)	43.75	31.97

➤ Zone I : étages courants

Combinaison courantes ELU et ELS

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
5	B8	Mf max (en travée) (KN.m)	19.155	13.921
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-27.802	-20.203
		Vmax (KN)	41.58	30.23
	B29	Mf max(en travée) (KN.m)	7.384	5.366
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-14.381	-10.452
		Vmax (KN)	26.44	19.22
	B30	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-27.445	-19.954
		Vmax (KN)	24.47	17.81
5	B33	Mf max(en travée) (KN.m)	36.108	26.213
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-64.749	-47.01
		Vmax (KN)	82.91	60.2
	B32	Mf max(en travée) (KN.m)	0.06	0.005
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.0145	-0.106
		Vmax (KN)	0.82	0.6
	B31	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-47.47	-34.483
		Vmax (KN)	42.04	30.56
6	B36	Mf max(en travée) (KN.m)	32.289	23.44
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-53.63	-38.932
		Vmax (KN)	90.08	65.38
	B35	Mf max(en travée) (KN.m)	15.531	11.272
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-24.636	-17.874
		Vmax (KN)	54.15	39.32
	B34	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-49.47	-35.934
		Vmax (KN)	43.4	31.54
7	B40	Mf max(en travée) (KN.m)	12.061	8.77
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-18.127	-13.178
		Vmax (KN)	31.34	22.79
	B39	Mf max(en travée) (KN.m)	9.606	6.989
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-20.481	-14.887
		Vmax (KN)	29.04	21.13
	B38	Mf max(en travée) (KN.m)	22.611	16.411
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-48.713	-35.385
		Vmax (V2max) (KN)	76.85	55.8
	B37	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-57.918	-40.612
		Vmax (KN)	46.69	33.93

➤ Zone II : Plancher terrasse :
Combinaison courantes ELU et ELS

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
4	B8	Mf max (en travée) (KN.m)	20.875	15.264
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-26.513	-19.384
		Vmax (KN)	39.73	29.06
	B29	Mf max(en travée) (KN.m)	4.65	3.397
		Ma max (en appuis) (KN.m)	14.711	-10.75
		Vmax (KN)	24.8	18.3
	B30	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-25.755	-19.763
		Vmax (KN)	23.05	16.86
5	B33	Mf max(en travée) (KN.m)	37.934	27.718
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-66.889	-48.841
		Vmax (KN)	84.04	61.39
	B32	Mf max(en travée) (KN.m)	0.262	0.192
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.051	-0.037
		Vmax (KN)	0.87	0.64
	B31	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-44.409	-32.442
		Vmax (KN)	39.41	28.81
6	B36	Mf max(en travée) (KN.m)	33.258	24.298
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-51.796	-37.836
		Vmax (KN)	88.4	64.58
	B35	Mf max(en travée) (KN.m)	13.371	9.762
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-26.994	-19.722
		Vmax (KN)	52.26	38.17
	B34	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-46.272	-33.730
		Vmax (KN)	40.68	29.73
7	B40	Mf max(en travée) (KN.m)	13.332	9.751
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-13.443	-9.828
		Vmax (KN)	28.93	21.16
	B39	Mf max(en travée) (KN.m)	6.328	4.592
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-22.85	-16.647
		Vmax (KN)	28.1	20.49
	B38	Mf max(en travée) (KN.m)	19.604	14.308
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-43.175	-30.153
		Vmax (V2max) (KN)	70.99	51.8
	B37	Mf max(en travée) (KN.m)	0	0
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-52.279	-38.186
		Vmax (KN)	43.75	31.97

Poutres principales :➤ Zone I : VS RDC 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, et 4^{ème} étage**Combinaison accidentelles :**

Portique	poutres	Efforts internes	Accidentelles	
A	B59	Mf max (en travée) (KN.m)	16.366	
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-34.376	16.366
		Vmax (KN)	41.47	
	B17	Mf max(en travée) (KN.m)	6.573	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-23.328	12.783
		Vmax (KN)	33.41	
	B58	Mf max(en travée) (KN.m)	-11.245	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-19.068	0
		Vmax (KN)	17.64	
B	B56	Mf max(en travée) (KN.m)	30.127	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-64.597	30.127
		Vmax (KN)	78.04	
	B55	Mf max(en travée) (KN.m)	-0.29	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.6	0.575
		Vmax (KN)	0.87	
	B54	Mf max(en travée) (KN.m)	-19.464	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	32.961	0
		Vmax (KN)	30.31	
C	B53	Mf max(en travée) (KN.m)	26.256	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-55.133	26.256
		Vmax (KN)	70.57	
	B52	Mf max(en travée) (KN.m)	12.737	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-22.923	13.688
		Vmax (KN)	47.69	
	B51	Mf max(en travée) (KN.m)	-20.398	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-34.363	0
		Vmax (KN)	31.29	
D	B41	Mf max(en travée) (KN.m)	17.075	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-34.615	18.785
		Vmax (KN)	36.32	
	B42	Mf max(en travée) (KN.m)	20.398	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-34.982	25.676
		Vmax (KN)	66.56	
	B43	Mf max(en travée) (KN.m)	19.954	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-43.11	19.954
		Vmax (V2max) (KN)	66.62	
	B44	Mf max(en travée) (KN.m)	-23.817	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-38.922	0
		Vmax (KN)	33.68	

Portique	poutres	Efforts internes	Accidentelles
4	B8	Mf max (en travée) (KN.m)	16.408
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-34.462 16.408
		Vmax (KN)	39.32
	B29	Mf max(en travée) (KN.m)	10.931
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-23.227 12.759
		Vmax (KN)	31.13
	B30	Mf max(en travée) (KN.m)	-11.245
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-19.068 0
		Vmax (KN)	17.64
5	B33	Mf max(en travée) (KN.m)	29.755
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-62.756 29.755
		Vmax (KN)	73.45
	B32	Mf max(en travée) (KN.m)	0.421
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.601 0.576
		Vmax (KN)	0.87
	B31	Mf max(en travée) (KN.m)	-19.464
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-32.961 0
		Vmax (KN)	30.31
6	B36	Mf max(en travée) (KN.m)	26.298
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-57.121 26.298
		Vmax (KN)	79.55
	B35	Mf max(en travée) (KN.m)	13.536
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-22.699 13.536
		Vmax (KN)	47.4
	B34	Mf max(en travée) (KN.m)	-20.398
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-34.363 0
		Vmax (KN)	31.29
7	B40	Mf max(en travée) (KN.m)	15.477
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-37.877 17
		Vmax (KN)	37.53
	B39	Mf max(en travée) (KN.m)	14.415
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-32.359 26.531
		Vmax (KN)	20.22
	B38	Mf max(en travée) (KN.m)	20.22
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-43.653 20.22
		Vmax (V2max) (KN)	67.15
	B37	Mf max(en travée) (KN.m)	-23.8017
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-38.922 0
		Vmax (KN)	33.68

Poutres principales :➤ Zone II : du 4^{ème} au 10^{ème} étage.**Combinaison accidentelles :**

Portique	poutres	Efforts internes	Accidentelles
A	B59	Mf max (en travée) (KN.m)	17.377
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-38.598 17.377
		Vmax (KN)	41.47
	B17	Mf max(en travée) (KN.m)	9.98
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-25.528 14.82
		Vmax (KN)	34.22
	B58	Mf max(en travée) (KN.m)	-11.749
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-19.954 0
		Vmax (KN)	17.81
B	B56	Mf max(en travée) (KN.m)	31.493
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-76.359 31.493
		Vmax (KN)	83.3
	B55	Mf max(en travée) (KN.m)	0.312
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.43 0.412
		Vmax (KN)	0.79
	B54	Mf max(en travée) (KN.m)	-20.335
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-34.483 0
		Vmax (KN)	30.56
C	B53	Mf max(en travée) (KN.m)	25.758
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-68.109 28.203
		Vmax (KN)	73.99
	B52	Mf max(en travée) (KN.m)	13.279
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-26.596 14.161
		Vmax (KN)	50.18
	B51	Mf max(en travée) (KN.m)	-21.302
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-35.934 0
		Vmax (KN)	31.54
D	B41	Mf max(en travée) (KN.m)	17.783
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-40.196 22.246
		Vmax (KN)	39.38
	B42	Mf max(en travée) (KN.m)	23.321
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-44.429 32.518
		Vmax (KN)	77.27
	B43	Mf max(en travée) (KN.m)	22.022
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-55.591 23.306
		Vmax (V2max) (KN)	74.54
	B44	Mf max(en travée) (KN.m)	23.321
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-40.612 0
		Vmax (KN)	33.93

Portique	poutres	Efforts internes	Accidentelles
4	B8	Mf max (en travée) (KN.m)	17.359
		Ma max (aux appuis) (KN.m)	-38.71 17.359
		Vmax (KN)	41.5
	B29	Mf max(en travée) (KN.m)	10.125
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-25.38 14.442
		Vmax (KN)	34.16
	B30	Mf max(en travée) (KN.m)	-11.749
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-19.954 0
		Vmax (KN)	17.18
5	B33	Mf max(en travée) (KN.m)	31.153
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-74.154 31.154
		Vmax (KN)	78.65
	B32	Mf max(en travée) (KN.m)	0.24
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-0.442 0.412
		Vmax (KN)	0.79
	B31	Mf max(en travée) (KN.m)	-20.335
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-34.483 0
		Vmax (KN)	30.56
6	B36	Mf max(en travée) (KN.m)	28.195
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-65.95 28.195
		Vmax (KN)	83.15
	B35	Mf max(en travée) (KN.m)	13.976
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-27.03 13.976
		Vmax (KN)	49.77
	B34	Mf max(en travée) (KN.m)	-21.302
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-34.934 0
		Vmax (KN)	31.541
7	B40	Mf max(en travée) (KN.m)	18.278
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-41.942 22.591
		Vmax (KN)	40.9
	B39	Mf max(en travée) (KN.m)	19.428
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-40.973 32.986
		Vmax (KN)	59.94
	B38	Mf max(en travée) (KN.m)	23.003
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-56.507 24.097
		Vmax (V2max) (KN)	75.59
	B37	Mf max(en travée) (KN.m)	-24.804
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-40.612 0
		Vmax (KN)	33.93

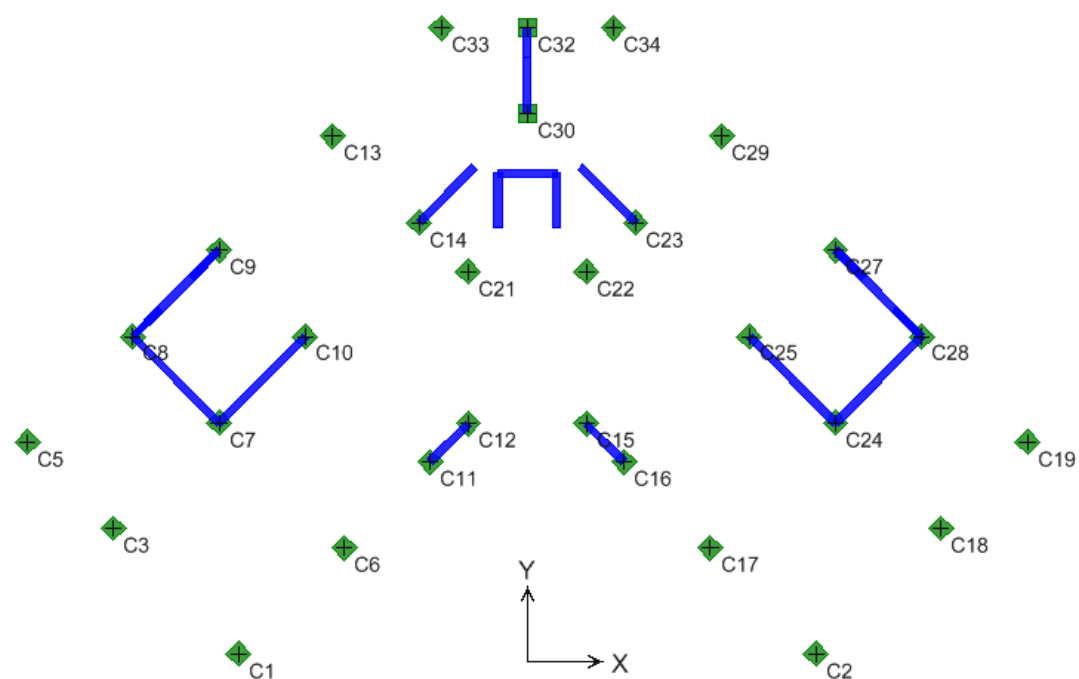
V.2 les efforts internes pour les poteaux:

Figure V.8. Numérotations utilisées pour les poteaux.

poteaux 45x45 (VS, RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.).

poteau	Effort		combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ; (0,8G±E)	
C1	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-571.48	16.215	-417.19	11.786	-151.07	13.664
		M _{3cor} (KN.m)		11.108		8.061		11.17
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-823.11	-5.861	-601.22	-4.253	-771.75	-22.022
		M _{3cor} (KN.m)		-3.422		-2.482		-15.246
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-18.684	-745.94	-13.579	-544.86	-26.009	-569.75
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-11.65	-745.94	-8.453	-544.86	-20.31	-569.75
C3	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-689.12	-9.42	-502.86	-6.846	-139.28	8.351
		M _{3cor} (KN.m)		9.942		7.206		18.99
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1007.85	4.911	-535.72	3.57	-995.88	-15.586
		M _{3cor} (KN.m)		-4.431		-3.212		-18.631
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	12.342	-906.3	-8.971	-661.59	30.016	-308.56
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-13.905	-906.3	-10.082	-661.59	-29.296	-725.1
C5	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-713.33	6.737	-520.48	4.901	-327.19	9.709
		M _{3cor} (KN.m)		10.203		7.401		19.444
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1031.26	-1.918	-752.78	-1.895	-9091.12	-16.455
		M _{3cor} (KN.m)		-4.218		-3.06		-20.135
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-7.333	-931.2	-5.335	-679.73	-19.215	-776.17
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-13.359	-931.2	-9.692	-679.73	-27.923	-725.75

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C6	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-791.58	27.348	-576.93	19.852	-271.17	19.685
		M _{3cor} (KN.m)		-7.385		-5.365		11.077
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1163.27	6.129	-854.91	-8.461	- 1005.28	-24.454
		M _{3cor} (KN.m)		0.201		2		-12.228
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-35.032	- 1048.28	-25.429	-764.24	-37.266	-908.82
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	9.121	-810.44	6.627	-590.9	28.123	-468.41
C21	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-609.5	0.966	-437.91	-4.497	-160.18	16.731
		M _{3cor} (KN.m)		1.358		-8.528		2.78
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-905.79	2.753	-661.25	2.005	-847.29	-12.758
		M _{3cor} (KN.m)		6.052		4.394		-9.266
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	8.106	-618.93	5.902	-451.88	32.949	-309.14
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	14.462	-618.93	11.462	-589.34	27.976	-435.83
C13	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	1253.02	17.847	-912.38	12.973	-496.42	11.891
		M _{3cor} (KN.m)		-1.024		-0.745		19.653
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1816.25	-4.301	-1308.67	7.89	- 1467.99	-15.105
		M _{3cor} (KN.m)		1.326		0.047		-16.935
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-18.316	-1271.9	-13.314	-926.35	-25.958	-1010.23
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	2.308	-1271.9	1.691	-1186.91	30.161	-806.55

poteau	Effort		combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ; (0,8G±E)	
C33	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-889.33	-2.125	-662.36	3.024	-209.35	7.443
		M _{3cor} (KN.m)		-20.008		16.951		-5.534
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1287.22	3.653	-924.8	-2.418	- 1232.26	-11.987
		M _{3cor} (KN.m)		7.645		-8.18		-9.842
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	7.776	-1159.4	5.646	-845.57	24.168	-489.03
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	21.274	-1159.4	15.451	-857.57	42.884	-489.03
C2	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-588.24	-10.973	-415.68	7.943	-150.04	11.091
		M _{3cor} (KN.m)		-17.207		11.804		13.672
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-811.31	2.83	-599.54	-2.314	-770.14	-15.062
		M _{3cor} (KN.m)		3.74		-4.302		-22.067
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-11.354	-743.62	7.254	-529.21	-20.026	-538.61
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-18.786	-743.62	10.934	-529.21	-26.025	-568.31
C18	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-686.82	9.789	-501.2	7.095	-138.33	18.899
		M _{3cor} (KN.m)		-9.477		-6.887		8.329
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1005.86	-4.162	-734.28	-3.017	-993.67	-18.412
		M _{3cor} (KN.m)		4.896		3.559		-15.594
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	13.619	-904.07	-9.875	659.99	-28.969	-723.35
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	12.385	-904.07	-9.002	-659.99	29.985	-36.99

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C19	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-706.81	9.901	-515.74	7.327	-322.58	19.194
		M _{3cor} (KN.m)		6.77		4.925		9.748
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1023.68	-3.852	-747.27	-2.795	-985.46	-19.9
		M _{3cor} (KN.m)		-1.976		-1.438		-16.569
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-12.978	-923.82	7.729	-660.4	-27.49	-722.88
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-7.415	-923.82	4.897	-660.4	-19.254	-770.95
C17	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-786.52	-7.817	-573.26	-5.678	-268.44	10.874
		M _{3cor} (KN.m)		26.992		19.594		19.545
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1165.29	3.036	-849.54	2.206	- 1000.37	-12.007
		M _{3cor} (KN.m)		-11.583		-8.408		-24.409
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	9.918	-805.38	7.132	-587.23	28.64	-464.37
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-34.629	- 1041.68	-25.137	-759.46	-36.984	-904.47
C22	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-560.5	-11.862	-409.19	-8.611	-139.34	2.33
		M _{3cor} (KN.m)		-8.171		-5.945		15.928
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-843.03	6.378	-615.71	4.631	-804.3	-8.948
		M _{3cor} (KN.m)		3.371		2.453		-12.344
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	16.242	-753.13	11.793	-550.06	27.731	-403.78
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	10.131	-579.36	7.371	-423.16	34.547	-278.3

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C29	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1249.74	-1.685	-909.99	-1.223	-495.16	19.35
		M _{3cor} (KN.m)		18.159		13.199		12.024
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1812.48	1.34	-1319.9	1.26	-1464.9	-16.611
		M _{3cor} (KN.m)		-4.541		-3.301		-15.29
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	3.338	-1268.6	2.424	-923.96	31.026	-839.98
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-18.883	-1268.6	-13725	-923.96	-26.177	-1007.94
C34	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-881.54	-20.503	-642.74	-14.888	-206.14	-5.757
		M _{3cor} (KN.m)		-1.738		-1.259		7.63
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1277.91	8.039	-932.02	5.839	-1225	-9.526
		M _{3cor} (KN.m)		3.321		2.1412		-12.251
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	24.204	-900.4	17.577	-657.72	43.544	-484.09
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	7.291	-1150.38	5.294	-839.02	23.619	-484.09

Poteaux 40x40 (du 4^{ème} au et 8^{ème} étage).

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ; (0,8G±E)	
C1	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-199.64	16.464	-145.73	11.976	-52.88	19.002
		M _{3cor} (KN.m)		11.826		8.584		15.468
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-512.17	-14.147	-374.05	-10.282	-496.51	-21.379
		M _{3cor} (KN.m)		-9.603		-6.966		-16.863
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-17.465	-214.54	-12.696	-156.77	-24.501	-425.15
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-12.575	-214.54	-9.124	-156.77	-19.83	-204.99
C3	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-237.71	-10.881	-173.52	-7.912	-49.72	12.352
		M _{3cor} (KN.m)		5.943		4.298		22.242
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-610.85	9.786	-445.92	7.113	-628.53	-10.116
		M _{3cor} (KN.m)		7.808		-5.656		-24.261
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	12.197	-252.61	8.867	-184.56	28.581	-224.02
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-8.319	-519.67	-6.022	-379.4	-27.718	-534.77
C5	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-247.16	6.202	-180.38	4.514	-112.98	12.93
		M _{3cor} (KN.m)		7.267		5.266		22.74
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-633.46	-5.268	-462.38	-3.832	-632.89	-12.625
		M _{3cor} (KN.m)		-8.26		-5.989		-23.072
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-6.41	-262.06	-4.664	-191.42	14.884	-411.75
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-9.168	-539.93	-6.645	-394.14	-26.159	-540.07

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C6	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-268.89	24.636	-196.11	17.891	-90.95	23.4
		M _{3cor} (KN.m)		-11.718		-8.518		13.694
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-696.08	-23.917	-507.54	-17.36	-615.74	-28.922
		M _{3cor} (KN.m)		8.212		59.67		12.325
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-27.656	-589.42	-20.072	-429.83	-32.967	-522.5
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	13.1129	283.79	9.543	-207.15	31.152	-163.25
C21	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-196.95	-10.271	-14377	-7.478	-59.32.	19.839
		M _{3cor} (KN.m)		-12.262		-8.908		7.442
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-528.41	7.218	-385.8	5.255	-508.27	17.901
		M _{3cor} (KN.m)		11.642		8.4453		-4.108
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	11.643	-211.85	8.477	-154.81	36.747	-114.38
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	13.727	-211.85	9.964	-154.81	26.909	-147.36
C13	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-441.27	23.493	-321.59	17.08	-175.26	16.876
		M _{3cor} (KN.m)		-0.63		-0.458		26.819
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1098.34	-16.317	-799.99	-11.86	-906.41	-18.89
		M _{3cor} (KN.m)		1.596		1.161		-23.467
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-25.418	-456.18	-18.478	-332.63	-29.909	-360.58
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	1.596	-932.58	1.161	-679.36	30.899	-288.61

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C33	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-309.8	1.878	-225.297	1.373	-76.93	12.476
		M _{3cor} (KN.m)		-25.615		-18.611		-6.289
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-784.48	-2.348	-572.14	1.702	-777.59	-10.836
		M _{3cor} (KN.m)		19.92		14.468		6.89
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	2.348	-784.48	1.702	-572.14	19.95	-361.01
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	28.625	-324.7	20.796	-237.01	44.802	187.52
C2	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-198.79	11.415	145.12	8.286	-52.45	15.294
		M _{3cor} (KN.m)		16.549		12.036		19.033
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-510.25	-9.245	-372.36	-6.708	-495.21	-16.516
		M _{3cor} (KN.m)		-14.244		-10.353		-21.437
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-12.069	-213.7	-8.757	-156.16	-19.494	-204.43
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-17.57	-213.7	-12.773	-156.16	-24.572	-423.99
C18	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-236.59	5.457	-172.71	3.946	-49.2	22.09
		M _{3cor} (KN.m)		-10.854		-7.891		12.367
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-608.65	-7.402	-444.33	-5.361	-626.89	-23.967
		M _{3cor} (KN.m)		9.758		7.092		-10.629
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-7.833	-517.65	-5.669	-377.94	-27.37	-533.29
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	12.15	-251.49	8.831	-183.75	28.547	-222.59

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C19	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-244.5	6.575	-178.45	4.765	-111.1	22.269
		M _{3cor} (KN.m)		6.306		4.59		12.58
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-627.55	-7.677	-458.08	-5.566	-628.47	-22.682
		M _{3cor} (KN.m)		-5.375		-3911		-12.725
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-8.471	-534.72	-6.14	-390.36	-25.689	-536.18
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-6.541	-259.41	-4.76	-189.49	-14.958	-408.25
C17	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-267.14	-12.506	-194.85	-9.09	-89.99	13.362
		M _{3cor} (KN.m)		24.463		17.766		23.337
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-691.74	8.832	-504.39	6.417	-612.92	-11.891
		M _{3cor} (KN.m)		-23.721		-17.218		-28.794
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	14.061	-282.05	10.22	-205.89	31.883	-161.85
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-27.434	-585.75	-19.216	-205.89	-32.824	-520.13
C22	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-184	-12.508	-134.34	-9.086	-52.17	6.899
		M _{3cor} (KN.m)		12.141		-8.835		19.115
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-494.21	11.966	-361.7	8.688	-486.07	-3.502
		M _{3cor} (KN.m)		8.854		6.441		-16.833
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	14.044	-198.9	10.198	-145.38	26.475	-136.56
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	13.667	-198.9	9.945	-145.38	38.18	-104.11

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C29	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-440.29	-1.918	-320.87	-1.39	-174.92	26.297
		M _{3cor} (KN.m)		24.165		17.568		17.137
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1095.41	2.543	-797.86	1.847	-903.98	-22.807
		M _{3cor} (KN.m)		-16.829		-12.232		-19.228
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	2.73	-930.02	1.982	-677.5	32.079	-228.03
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-26.231	-455.19	-19.068	-331.91	-30.528	-359.88
C34	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-306.88	-26.55	-223.85	-19.283	-75.81	-6.683
		M _{3cor} (KN.m)		2.599		1.896		12.772
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-777.5	20.685	-567.08	15.022	-772.12	7.433
		M _{3cor} (KN.m)		1.728		1.253		-11.27
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	29.759	-321.78	21.618	-234.89	45.655	-185.7
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-2.627	-321.78	-1917	-234.89	19.379	-359.17

Poteaux 35X35 (du 9^{ème} et 10^{ème} étage).

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ; (0,8G±E)	
C1	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-57.24	24.038	-41.85	17.578	-16.75	26.281
		M _{3cor} (KN.m)		16.693		12.174		19.721
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-139.81	-12.918	-112.21	-9.379	-132.28	-17.729
		M _{3cor} (KN.m)		-9.395		-6.81		-14.374
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	24.038	-55.24	17.578	-41.85	31.438	23.529
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	16.693	-55.24	12.174	-41.85	23.529	-29.06
C3	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-70.39	-14.925	-51.53	-10.901	-16.92	11.256
		M _{3cor} (KN.m)		6.523		4.825		-26.976
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-164.96	8.957	-120.61	5.506	-165.08	-7.226
		M _{3cor} (KN.m)		-4.544		-3.274		-118.411
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-14.925	-70.39	-10.901	-51.53	-29.768	-71.63
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	6.583	-70.39	4.825	-51.53	28.314	-31.63
C5	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-71.46	8.424	-50.28	6.163	-33.47	15.264
		M _{3cor} (KN.m)		8.822		6.456		27.936
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-170.36	-4.834	-124.52	-3.513	-167.02	-9.922
		M _{3cor} (KN.m)		-5.63		-4.069		-17.414
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	8.424	71.46	6.163	-50.28	15.264	-33.47
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	8.822	71.46	6.456	-50.28	27.936	-33.47

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C6	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-79.85	33.72	-58.46	24.591	-28.34	32.801
		M _{3cor} (KN.m)		-15.453		-11.253		13.023
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-185	-19.436	-135.18	-14.87	-163.52	-22.902
		M _{3cor} (KN.m)		9.859		7.165		-8.028
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	33.72	-79.85	24.591	-58.46	39.971	-44.94
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-15.453	-79.85	-11.253	-58.46	-32.108	-62.38
C21	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-55.78	-13.448	-40.82	-9.797	-21.43	18.986
		M _{3cor} (KN.m)		-16.46		-12.034		7.416
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-136.81	8.734	-100.04	6.359	-122.86	-13.327
		M _{3cor} (KN.m)		9.984		7.243		-3.009
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-13.448	-55.78	-9.997	-40.82	-35.436	-48.46
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	-16.46	-55.78	-12.034	-40.82	-29.613	-44.05
C13	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-138.77	30.341	-101.53	22.098	-58.69	20.817
		M _{3cor} (KN.m)		0.623		0.454		30.857
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-300.46	-19.361	-219.45	-14.073	-247.94	-18.021
		M _{3cor} (KN.m)		0.631		0.46		-20.922
	M _{2max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	30.341	-138.77	22.098	-101.53	34.415	-94.87
	M _{3max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	0.631	-300.46	0.46	-219.45	30.99	-88.06

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C33	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-92.9	2.122	-67.95	1.52	-26.86	12.985
		M _{3cor} (KN.m)		-32.041		-23.351		-10.334
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-212.19	-1.636	-155	-1.202	-203.88	-9.937
		M _{3cor} (KN.m)		21.333		15.496		11.142
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-2.462	-104.34	-1.79	-76.41	-16.37	-87.03
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-32.041	-92.9	-23.351	-67.95	-44.64	-78.58
C2	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-57.02	16.124	-41.69	11.761	-16.64	19.486
		M _{3cor} (KN.m)		24.153		17.662		26.329
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-139.27	-9.019	-101.82	-6.536	-131.93	-14.114
		M _{3cor} (KN.m)		-12.991		-9.433		-17.772
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	16.124	-57.02	11.761	-41.69	23.151	-28.89
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	24.153	-57.02	17.662	-41.69	31.505	-28.89
C18	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-70.05	5.855	-51.29	4.297	-16.77	26.679
		M _{3cor} (KN.m)		-14.903		-10.883		-11.268
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-164.21	-4.088	-120.07	-2.945	-164.56	-18.104
		M _{3cor} (KN.m)		8.926		6.483		-7.239
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	5.855	-70.05	4.297	-51.29	27.824	-31.38
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-14.903	-70.05	-10.883	-51.29	-29.735	-71.19

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C19	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-70.67	7.804	-51.7	5.717	-32.91	27.248
		M _{3cor} (KN.m)		8.551		6.256		15.356
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-168.62	-4.998	-123.26	-3.612	-165.72	-16.989
		M _{3cor} (KN.m)		-4.928		-3.582		-9.989
	M ₂ max (KN.m)	Ncor (KN)	7.804	-70.67	5.717	-51.7	27.248	-32.91
	M ₃ max (KN.m)	Ncor (KN)	8.551	-70.67	6.612	-51.7	15.356	-32.91
C17	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-79.31	-16.415	-58.07	-11.951	-28.02	12.627
		M _{3cor} (KN.m)		33.47		24.481		32.725
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-183.87	10.556	-134.35	7.671	-162.78	-7.565
		M _{3cor} (KN.m)		-19.313		-13.999		-22.821
	M ₂ max (KN.m)	Ncor (KN)	-16.415	-79.31	-11.951	-58.07	-32.88	-62.13
	M ₃ max (KN.m)	Ncor (KN)	33.47	-79.31	24.481	-58.07	39.865	-44.51
C22	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-51.34	-16.915	-37.56	-12.365	-18.72	6.75
		M _{3cor} (KN.m)		-15.677		-11.422		18.036
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-128.2	10.223	-93.77	7.415	-117.16	-2.498
		M _{3cor} (KN.m)		10.22		7.437		-12.367
	M ₂ max (KN.m)	Ncor (KN)	-16.915	-51.34	-12.365	-37.56	-29.247	-41.18
	M ₃ max (KN.m)	Ncor (KN)	-15.677	-51.34	-11.422	-37.56	-37.226	-45.52

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
C29	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-138.78	-1.025	-101.54	-0.739	-58.73	30.211
		M _{3cor} (KN.m)		31.114		22.657		21.088
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-300.19	1.77	-219.1	1.284	-247.251	-20.17
		M _{3cor} (KN.m)		-19.972		-14.516		-18.41
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	1.77	-300.19	1.284	-219.1	-31.391	-114.99
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	31.114	-138.78	22.657	-101.54	35.008	-94.87
C34	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-92.15	-33.146	-67.41	-24.151	-26.58	-10.785
		M _{3cor} (KN.m)		2.976		2.139		13.316
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-210.36	22.18	-153.67	16.107	-202.39	11.708
		M _{3cor} (KN.m)		-2.392		-1.677		-10.367
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-33.146	-92.15	-24.151	-67.41	-45.464	-77.95
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	2.976	-92.15	2.139	-67.41	-16.635	-86.40

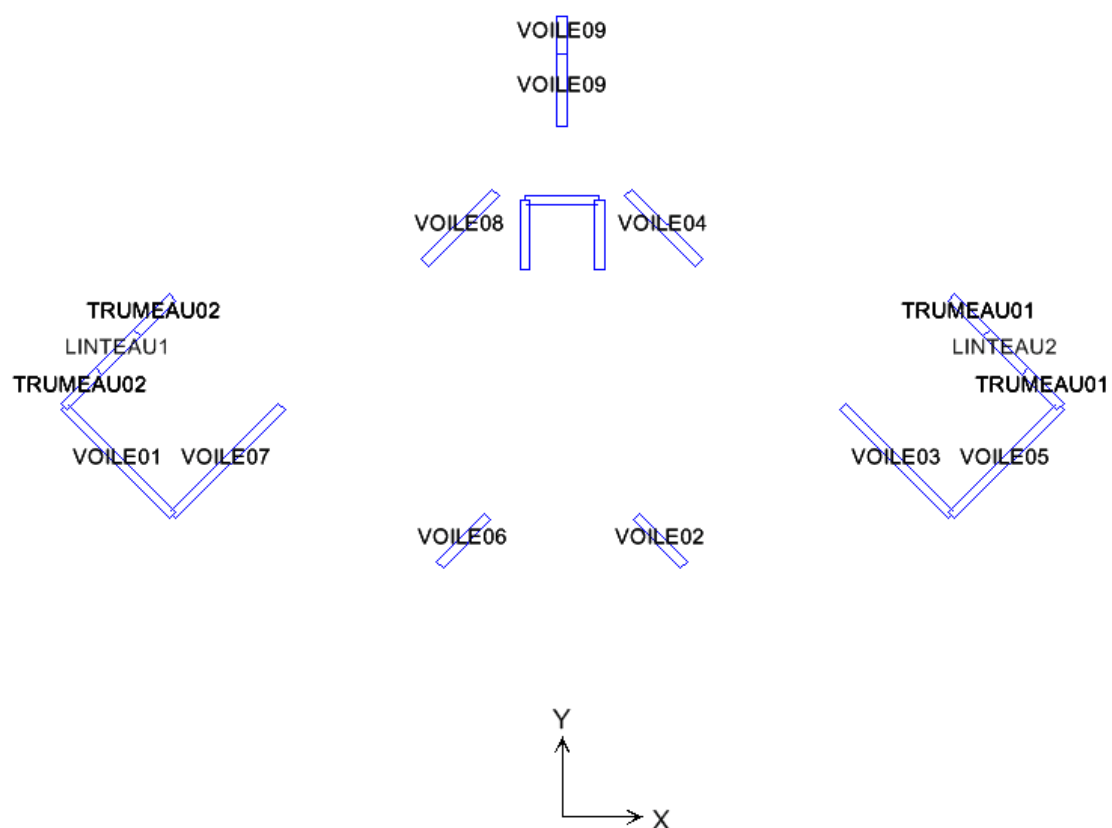
V.3. Les efforts internes dans les voiles :

Figure .V.9. Numérotations utilisées pour les voiles.

Les efforts internes dans les voiles : Zone I : (VS, RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.).

voile	Effort		combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ; (0,8G±E)	
Voile 01	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2145.48	0.508	-1568.31	0.364	1231.55	24.845
		M _{3cor} (KN.m)		-		-		-
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2916.26	-1.543	-2131.84	-1.132	-4864.75	-26.801
		M _{3cor} (KN.m)		-		-		-
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-1.543	2916.26	-1.132	-2131.84	-4864.75	-26.801
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-291.467	2916.26	212.114	-2213.84	-4864.75	2900.765
	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1560.06	-33.651	-1141.11	-24.438	-716.45	29.92
		M _{3cor} (KN.m)		-74.148		-53.87		141.329
Voile 02	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2148.18	-11.455	-1571.51	-8.318	-1629.38	-39.664
		M _{3cor} (KN.m)		-80.684		-58.648		-758.754
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-33.651	1560.06	-24.438	-114.11	-39.664	-1629.48
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-80.684	2148.18	-58.648	-157.51	-758.754	-1629.48
	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2291.68	21.35	-1674.49	15.5	-679.72	-8.419
		M _{3cor} (KN.m)		-		-		-
Voile 03	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-3205.19	9.329	-2341.67	6.774	-5300.14	-15.348
		M _{3cor} (KN.m)		-		-		-
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	21.35	2291.68	15.5	-1674.49	-15.348	-5300.14
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-263.408	3207.19	-191.33	-2341.67	2735.941	-5300.14
	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2291.68	21.35	-1674.49	15.5	-679.72	-8.419
		M _{3cor} (KN.m)		-		-		-

poteau	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
Voile 04	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1703.81	-17.123	-1244.92	-12.421	-634	28.167
		M _{3cor} (KN.m)		-		-77.42		108.666
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2315.86	-4.807	-1692.19	-3.485	- 1963.97	-21.497
		M _{3cor} (KN.m)		- 154.211		-112.28		-1055.686
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-17.123	-	-12.421	-1244.92	28.167	-634
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-154.211	-	-112.28	-1692.19	- 1055.68 6	-1963.97
Voile 05	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2687.46	3.363	-1971.61	2.434	570.12	44.079
		M _{3cor} (KN.m)		263.161		191.213		4452.088
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-3667.97	-3.029	-2682.63	-2.226	- 5850.18	-53.626
		M _{3cor} (KN.m)		391.289		284.56		-3029.614
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	3.363	-	2.434	-1971.61	-53.626	-5850.18
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	391.289	-	284.56	-2682.63	4352.08 8	570.12
Voile 06	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1557.35	-32.229	-1139.14	-23.406	-714.92	29.452
		M _{3cor} (KN.m)		64.127		46.597		156.766
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2142.91	-10.727	-1567.69	-7.79	- 1625.89	-39.117
		M _{3cor} (KN.m)		66.876		48.641		-652.242
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-32.229	-	-23.406	-1139.14	-39.117	-1625.89
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	66.876	-	48.631	-1567.69	- 652.242	-756.48

poteau	Effort		combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
Voile 07	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2212.74	17.765	-1617.24	12.901	762.37	-5.987
		M _{3cor} (KN.m)		87.055		63.351		1525.239
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-3080.81	8.008	-2251.48	5.816	- 5202.42	-16.315
		M _{3cor} (KN.m)		198.786		144.482		-2395.238
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	17.765	-	12.901	-1617.24	32.269	-116
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	198.786	-	144.482	-2251.48	2784.56	-1338.46
Voile 08	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1780.86	-12.363	1300.83	-8.968	679.84	26.065
		M _{3cor} (KN.m)		96.978		70.504		153.413
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2421.19	-3.087	-1758.6	-2.238	- 2023.55	-20.21
		M _{3cor} (KN.m)		136.787		99.651		-842.934
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-12.363	-	-8.968	1300.83	26.065	-679.84
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	136.787	-	99.651	-1768.6	- 842.934	2023.55
Voile 09	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2741.94	1.031	-2002.7	0.747	-594.57	10.741
		M _{3cor} (KN.m)		167.197		121.574		671.089
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-3693.17	0.579	-2697.91	0.419	- 3622.49	-9.279
		M _{3cor} (KN.m)		285.085		217.299		-2244.056
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	1.031	-	0.747	-2002.7	10.741	-594.57
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	285.085	-	207.299	-2697.91	- 2244.05 6	-3622.49

Les efforts internes dans les voiles : Zone II : (du 4^{ème} au et 8^{ème} étage).

voile	Effort		combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
Voile 01	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-820.06	0.934	-599.84	0.677	-74.75	11.465
		M _{3cor} (KN.m)		-97.001		-70.597		1168.585
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1894.55	-0.083	-1384.88	0.055	-2284.92	-11.412
		M _{3cor} (KN.m)		- 198.664		-144.503		- 1409.575
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	0.934	-820.06	0.677	-599.84	11.464	-74.75
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-198.664	- 1894.55		-1384.88	- 1409.575	-2284.92
Voile 02	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-577.05	-35.111	-144.503	-25.503	-242.51	41.441
		M _{3cor} (KN.m)		-49.778		-36.165		76.199
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1359.99	-28.911	-994.72	-20.995	-1040.96	-40.252
		M _{3cor} (KN.m)		-65.677		-47.714		-254.659
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-35.111	-577.05	-25.503	-422.24	41.441	-242.51
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-65.677	- 1359.99	-47.714	-994.72	-254.659	-1040.96
Voile 03	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-868.14	21.049	-634.82	15.284	-273.76	-1.973
		M _{3cor} (KN.m)		-5.792		-4.344		143.653
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2037.24	18.714	-1488.64	13.586	-2632.32	-3.551
		M _{3cor} (KN.m)		- 109.831		-79.989		- 1245.965
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	21.049	-868.14	15.284	-634.82	-3.551	-2632.32
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-109.831	2037.24	-79.989	-1488.64	- 1245.965	-2632.32

voile	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
Voile 04	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-640.83	-19.245	-634.82	15.284	-220.89	32.726
		M _{3cor} (KN.m)		-84.649		-4.344		181.347
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1494.72	-14.748	-1488.64	13.586	- 1273.87	-28.038
		M _{3cor} (KN.m)		-66.843		-79.989		-376.563
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-19.245	-640.83	15.284	-634.82	32.726	-220.89
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-66.843	- 1494.72	-79.989	-1488.64	- 376.563	-1273.87
Voile 05	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-991.92	2.928	-468.52	-13.963	-270.27	2.786
		M _{3cor} (KN.m)		105.446		-61.527		283.425
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2300.3	1.717	-1092.15	-10.699	- 2751.97	- 19.684
		M _{3cor} (KN.m)		234.346		-48.455		- 1244.288
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	2.928	-991.92	-13.963	-468.52	-19.684	-2751.97
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	234.346	-2300.3	-61.527	-468.52	- 1244.28 8	-2751.97
Voile 06	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-576.4	-33.606	-725.45	2.125	-242.11	40.809
		M _{3cor} (KN.m)		44.737		76.625		56.739
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1357.88	-27.671	-1681.33	1.238	- 1039.63	-39.421
		M _{3cor} (KN.m)		56.996		170.338		-164.996
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-33.606	-576.4	2.125	-725.45	40.809	-242.11
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	56.996	- 1357.88	170.338	-1681.33	- 164.996	-1039.63

Voile	Effort		combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ; (0,8G±E)	
Voile 07	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-840.35	17.742	-614.62	12.886	-240.59	3.188
		M _{3cor} (KN.m)		13.08		9.637		1072.709
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1968.71	15.668	-1438.92	11.378	- 2577.59	-6.29
		M _{3cor} (KN.m)		95.156		69.355		-1097.161
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	17.742	-840.35	12.886	-614.62	-6.29	-2577.59
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	95.456	- 1968.71	69.355	-1438.92	- 1097.16 1	-2577.59
Voile 08	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	702.39	-13.792	-489.45	-10.006	-669.64	32.942
		M _{3cor} (KN.m)		83.165		60.456		-1153.413
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1562.23	-10.598	-1141.14	-7.689	- 1310.55	-28.142
		M _{3cor} (KN.m)		57.66		41.799		-300.475
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-13.792	-669.64	-10.006	-489.45	-28.605	-1310.55
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	83.165	-669.64	60.456	-489.45	- 383.623	-971.74
Voile 09	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-1033.18	1.174	-754.84	0.85	-256.62	11.475
		M _{3cor} (KN.m)		45.402		33.037		231.339
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-2406.93	0.906	-1757.94	0.657	-2422.3	-10.154
		M _{3cor} (KN.m)		135.451		98.502		-724.069
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	1.174	- 1033.18	0.85	-754.84	11.475	-256.62
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	135.451	- 2406.93	98.502	-1757.94	- 724.069	-2422.3

Les efforts internes dans les voiles : Zone III : (9^{ème} et 10^{ème} étage).

voile	Effort		combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
Voile 01	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-264.88	0.361	-194.27	0.259	-19.27	-0.535
		M _{3cor} (KN.m)		-52.629		-38.43		60.664
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-545.06	-0.694	-398.9	0.502	-559.68	-2.374
		M _{3cor} (KN.m)		-74.377		-54.18		-267.802
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-0.694	-545.06	0.502	-398.9	-2.374	-559.68
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-74.377	-545.06	-54.18	-398.9	-267.802	-559.68
Voile 02	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-187.14	-42.339	-137.23	-30.827	-61.32	61.542
		M _{3cor} (KN.m)		-42.521		-30.928		85.323
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-378.71	27.489	-277.22	-19.941	-291.44	34.513
		M _{3cor} (KN.m)		-42.059		-30.55		-63.862
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-42.339	-187.14	-30.827	-137.23	61.542	-61.32
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-42.059	-378.71	-30.928	-137.23	85.323	-61.32
Voile 03	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-303.1	25.306	-222.34	18.419	81.73	-2.238
		M _{3cor} (KN.m)		39.686		28.689		18.506
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-588.72	17.589	-430.8	12.759	-591.07	-1.061
		M _{3cor} (KN.m)		7.75		5.467		-233.41
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	25.306	-303.1	18.419	-222.34	-2.238	81.73
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	39.686	-303.1	28.689	-222.34	-233.41	-591.07

voile	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
Voile 04	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-207.06	-20.857	-151.78	-15.16	-50.02	36.35
		M _{3cor} (KN.m)		-84.27		-61.323		265.624
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-422.82	-15.146	-309.31	-10.983	-360.5	-26.042
		M _{3cor} (KN.m)		-67.46		-48.984		-134.709
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-20.857	-207.06	-15.16	-151.78	36.35	-50.02
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-84.27	-207.06	-61.323	-151.78	265.624	-50.02
Voile 05	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-301.97	1.799	-221.44	1.307	-43.55	1.269
		M _{3cor} (KN.m)		50.925		37.157		60.296
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-633.52	1.868	-463.59	1.354	-659.87	-2.858
		M _{3cor} (KN.m)		76.304		55.5		-167.466
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	1.868	-633.52	1.354	-463.59	-2.858	-659.87
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	76.304	-633.52	55.5	-463.59	-	-659.87
Voile 06	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-186.86	-40.566	-137.02	-29.538	-61.13	60.469
		M _{3cor} (KN.m)		39.083		28.426		30.612
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-378.27	-26.308	-276.9	-19.084	-291.14	-33.753
		M _{3cor} (KN.m)		37.754		27.42		-5.78
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-40.566	-186.86	-29.538	-137.02	60.469	-61.13
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	39.083	-186.86	28.426	-137.02	30.612	-61.13

voile	Effort		Combinaisons					
			ELU		ELS		(G+Q±E) ;(0,8G±E)	
Voile 07	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-291.35	21.508	-213.73	15.657	-71.79	2.475
		M _{3cor} (KN.m)		-22.736		-16.401		131.566
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-569.5	14.853	-416.8	10.777	-577.74	-3.691
		M _{3cor} (KN.m)		2.128		1.705		-237.55
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	21.508	-291.35	15.657	-213.73	-3.691	-577.74
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	-22.736	-291.35	-16.777	-416.8	-237.55	-577.74
Voile 08	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-216.42	-14.877	-158.61	-10.815	-55.83	32.942
		M _{3cor} (KN.m)		85.754		62.4		141.334
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-441.94	-10.841	-323.22	-7.861	-372.18	-23.142
		M _{3cor} (KN.m)		66.289		48.14		-38.475
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	-14.877	-216.42	-10.815	-158.61	32.942	-55.83
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	85.754	-216.42	62.4	-158.61	141.334	-55.83
Voile 09	Nmin (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-331.42	1.186	-242.55	0.859	-43.19	11.903
		M _{3cor} (KN.m)		1.802		1.327		257.145
	Nmax (KN)	M _{2cor} (KN.m)	-679.37	0.901	-496.52	0.653	-674.13	-7.268
		M _{3cor} (KN.m)		22.07		16.079		-104.938
	M _{2max} (KN.m)	Ncor (KN)	1.186	-331.42	0.859	-242.55	11.903	-43.19
	M _{3max} (KN.m)	Ncor (KN)	22.07	-679.37	16.079	-496.52	257.145	-43.19

	Linteau	Efforts	Combinaisons		
			ELU	ELS	ACC
Zone I	Linteau 01	N _{max} (KN)	-154.2	-112.54	-267.17
		M _{max} gauche (KN.m)	-14.207	-10.36	-202.882
		M _{max} droite (KN.m)	-13.183	-9.618	-230.739
		V _{max} (KN.m)	-11.59	-8.45	-482.06
	Linteau 02	N _{max} (KN)	-154.9	-113.04	-267.77
		M _{max} gauche (KN.m)	-15.418	-11.238	-231.966
		M _{max} droite (KN.m)	-12.089	-8.824	-200.945
		V _{max} (KN.m)	6.36	4.65	-477.41
Zone II	Linteau 01	N _{max} (KN)	-84.17	-61.44	-115.28
		M _{max} gauche (KN.m)	-12.097	-8.792	-219.503
		M _{max} droite (KN.m)	-0.821	-0.627	-220.116
		V _{max} (KN.m)	-28.42	-20.7	-360.08
	Linteau 02	N _{max} (KN)	-84.71	-61.82	-115.74
		M _{max} gauche (KN.m)	-3.809	-2.794	-222.267
		M _{max} droite (KN.m)	-9.185	-6.679	-217.364
		V _{max} (KN.m)	390.75	17.44	-351.68
Zone III	Linteau 01	N _{max} (KN)	-22.05	-16.15	-20.23
		M _{max} gauche (KN.m)	-19.266	-14.005	-42.675
		M _{max} droite (KN.m)	15.252	11.091	-20.512
		V _{max} (KN.m)	-34.57	-25.18	-113.16
	Linteau 02	N _{max} (KN)	-22.15	-16.23	-20.31
		M _{max} gauche (KN.m)	9.112	6.58	-21.421
		M _{max} droite (KN.m)	-15.805	-11.484	-40.682
		V _{max} (KN.m)	29.23	21.26	-78.1

Chapitre VI: Ferrailage des éléments.

VI -1 Introduction :

Après l'analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VI -1 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

$$1.35G+1.5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

$$G+Q\pm E \quad (\text{ACC})$$

$$0.8G\pm E \quad (\text{ACC})$$

VI -2 - Recommandations du RPA99 :**VI -2 -1-Armatures longitudinales :**

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

$$\rightarrow \text{Poutre principales : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow \text{Poutre secondaire : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\rightarrow 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$\rightarrow 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

c) Poutres principales :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

d) Poutres secondaires :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 51 \text{ cm}^2. \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2. \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI -2 -2- Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

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

VI -3 - Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_{st} : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa (situation courante)}$$

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 21,74 \text{ MPa (Situation accidentel le)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa (situation courante)}$$

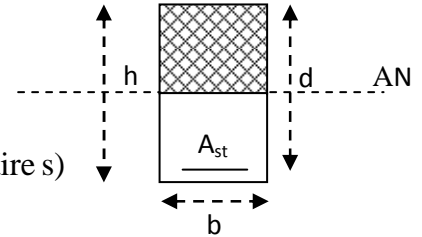
$$\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa (situation accidentel)}$$

$$\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SDA (les armatures comprimées sont nécessaires)}$$

$$\text{On calcul: } \begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

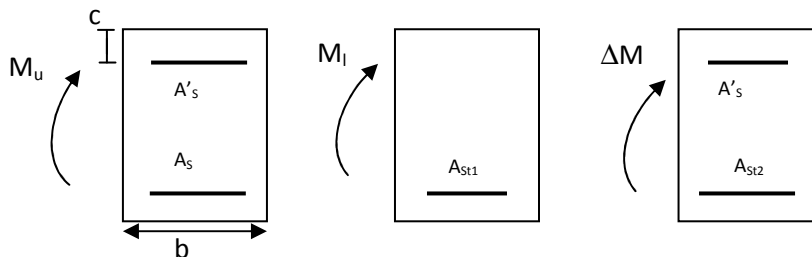
M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

▪ Armatures comprimées :

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art B.6.6 BAEL91).

VI -4 Exemple de ferrailage

Notre exemple est pour deux portiques avec un ferrailage dans chacun des éléments avec leurs efforts internes propres.

Les portiques que nous allons ferrailer sont le portique **C** pour les poutres principales et le portique **2** pour les poutres secondaires

Le ferrailage se fera en Trois zones :

- ✓ **Zone I : VS, RDC 1^{er} étage, 2^{ème} étage et 3^{ème} étage.**
- ✓ **Zone II : 4^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage.**
- ✓ **Zone III : 9^{ème} étage et 10^{ème} étage.**

VI -4 .1 Poutres principales : Portique C

Zone I : VS, RDC 1^{er} étage, 2^{ème} étage et 3^{ème} étage :

Nous avons tiré les efforts du fichier résultats dans le chapitre précédent :

❖ Les efforts max pour les poutres du portique C (Zone 1)

poutre	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)	Accidentelles	
B53	Mf max(en travée) (KN.m)	31.397	22.796	26.256	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-50.148	-36.408	-55.133	26.256
	Vmax (KN)	74.63	54.18	70.57	
B52	Mf max(en travée) (KN.m)	15.634	11.347	13.505	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-21.942	-18.104	-22.923	13.688
	Vmax (KN)	54.87	39.84	47.69	
B51 Porte A faux	Mf max(en travée) (KN.m)	-28.091	-20.398	-20.398	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-49.47	-35.934	-34.363.	0
	Vmax (KN)	43.4	31.54	31.29	

❖ Ferrailages en travées.

poutre	M max KNm	Combo max	μ	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B53	31.397	courant	0.121	SSA	3.49	3HA14	4.62
B52	15.634	courant	0.06	SSA	1.75	3HA12	3.39
B51	-28.091	courant	0.109	SSA	3.14	3HA 14	4.62

❖ Ferrailages aux appuis

poutre	M max KNm	Combo max	μ	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B53	-55.133	accidentelle	0.1351	SSA	5.36	3HA12FIL+2HA14 CHAPEAUX	6.88
B52	-22.923	accidentelle	0.0562	SSA	2.11	3HA12 FIL Pas besoin de chapeaux	3.39
B51	-49.47	courante	0.186	SSA	5.63	3HA14FIL+2HA12 CHAPEAUX	6.88

Zone II : 4^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage :

❖ Les efforts max pour les poutres du portique C (Zone 1I)

poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)	Accidentelles	
B53	Mf max(en travée) (KN.m)	31.397	22.796	25.758	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-50.148	-36.408	-68.109	28.203
	Vmax (KN)	74.63	54.18	73.99	
B52	Mf max(en travée) (KN.m)	15.634	11.347	13.279	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-21.942	-18.104	-26.596	14.161
	Vmax (KN)	54.87	39.84	50.18	
B51 Porte A faux	Mf max(en travée) (KN.m)	-28.091	-20.398	-21.302	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-49.47	-35.934	-35.934	0
	Vmax (KN)	43.4	31.54	31.54	

❖ Ferrailages en travées

poutre	M max KNm	Combo max	μ	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B53	31.397	courant	0.121	SSA	3.49	3HA14	4.62
B52	15.634	courant	0.06	SSA	1.75	3HA12	3.39
B51	-28.091	courant	0.109	SSA	3.14	3HA 14	4.62

❖ Ferrailages aux appuis

poutre	M max KNm	Combo max	μ	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B53	-68.109	accidentelle	0.1669	SSA	6.79	3HA12FIL+3HA14 CHAPEAUX	8.01
B52	-26.596	accidentelle	0.0652	SSA	2.45	3HA12 FIL Pas besoin de chapeaux	3.39
B51	-49.47	courante	0.186	SSA	5.63	3HA14FIL+2HA12 CHAPEAUX	6.88

Zone III : 9^{ème} étage et 10^{ème} étage :

❖ Les efforts max pour les poutres du portique C (Zone III)

poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)	Accidentelles	
B53	Mf max(en travée) (KN.m)	32.958	24.079	25.758	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-48.776	-35.629	-68.109	28.203
	Vmax (KN)	73.53	53.72	73.99	
B52	Mf max(en travée) (KN.m)	13.592	9.923	13.279	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-26.088	-19.061	-26.596	14.161
	Vmax (KN)	53.11	38.78	50.18	
B51 Porte A faux	Mf max(en travée) (KN.m)	-29.335	-21.302	-21.302	
	Ma max (en appuis) (KN.m)	-46	-33.802	-35.934	0
	Vmax (KN)	40.68	29.73	31.54	

❖ Ferrailages en travées

poutre	M max KNm	Combo max	μ	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B53	32.958	courant	0.124	SSA	3.62	3HA14	4.62
B52	13.592	courant	0.051	SSA	1.43	3HA12	3.39
B51	-29.335	courant	0.109	SSA	3.2	3HA 14	4.62

NB : pour les poutres du porte à faux les fibres supérieures sont tendues donc les aciers de montage
Sont pour les fibres inférieures.

❖ Ferrailages aux appuis

poutre	M max KNm	Combo max	μ	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B53	-68.109	accidentelle	0.1669	SSA	6.79	3HA12FIL+3HA14 CHAPEAUX	8.01
B52	-26.596	accidentelle	0.0652	SSA	2.45	3HA12 FIL Pas besoin de chapeaux	3.39
B51	-46	courante	0.173	SSA	5.21	3HA12FIL+2HA14 CHAPEAUX	6.47

NB : Vu que les moments en travées en combinaisons accidentelles est positif il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures de montages des poutres principales (pas de traction en fibres supérieures des poutres).

VI -4 .2 Poutres secondaires: Portique 2

❖ Zone 1 ; VS, RDC 1^{er} étage, 2^{ème} étage et 3^{ème} étage :

Nous avons tiré les efforts du fichier résultats dans le chapitre précédent :

❖ Les efforts max pour les poutres du portique 2 (Zone 1)

Portiq ue	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)	Combinaisons Accidentelles	
2	B13	Mf max(en travée) (KN.m)	7.571	5.502	10.992	
		Ma max (à l'appui du voile) (KN.m)	-11.567	-8.41	-63.535	68.474
		Ma max (à l'appui du poteau) (KN.m)	-11.567	-8.41	-55.201	45.89
		Vmax (KN)	21.81	15.84	81.48	
	B14	Mf max(en travée) (KN.m)	5.529	4.02	18.118	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-10.132	-7.367	-38.741	27.604
		Vmax (KN)	15.7	11.41	38.741	
	B143	Mf max(en travée) (KN.m)	2.258	1.58	2.118	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.081	-2.967	-3.288	2.274
		Vmax (KN)	10.6	7.7	7.95	
	B16	Mf max(en travée) (KN.m)	6.458	4.695	13.002	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-14.375	-10.453	-31.388	21.643
		Vmax (KN)	18.07	13.14	25.35	

❖ Ferrillages en travées

poutre	M max KNm	Combo max	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B13	10.992	acc	SSA	0.99	3HA12	3.39
B14	18.118	acc	SSA	1.66	3HA12	3.39
B143	2.258	courant	SSA	0.23	3HA 12	3.39
B16	13.002	acc	SSA	1.19	3HA12	3.39

NB : Vu que les moments maximaux en travées sont dus aux combinaisons accidentelles, nous avons adoptés un ferrillage symétrique pour les deux fibres cela est du à la réversibilité du séisme.

❖ Ferrillages aux appuis

poutre	M max KNm	Combo max	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B13	68.474	accidentelle	SSA	6.83	3HA12FIL+2HA14 CHAPEAUX	6.88
	-55.201	accidentelle	SSA	5.36	3HA12FIL+2HA12 CHAPEAUX	5.65
B14	-38.741	accidentelle	SSA	3.67	3HA12FIL+2HA12 CHAPEAUX	5.65
B143	-4.081	courante	SSA	0.43	3HA12 FIL Pas besoin de chapeaux	3.39
B16	-31.388	accidentelle	SSA	2.95	3HA12 FIL Pas besoin de chapeaux	3.39

NB : Vu que les moments maximaux aux appuis sont dus aux combinaisons accidentelles, nous avons adoptés un ferrillage symétrique (chapeaux) pour les deux fibres cela est du à la réversibilité du séisme.

Zone II : 4^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage :

❖ **Les efforts max pour les poutres du portique 2 (Zone II)**

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)	Combinaisons Accidentelles	
2	B13	Mf max(en travée) (KN.m)	7.571	5.502	23.338	
		Ma max (à l'appui du voile) (KN.m)	-11.567	-8.41	-70.63	78.109
		Ma max (à l'appui du poteau) (KN.m)	-11.567	-8.41	-61.55	47.597
		Vmax (KN)	21.81	15.84	91.82	
	B14	Mf max(en travée) (KN.m)	5.529	4.02	22.388	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-10.132	-7.367	-47.383	35.916
		Vmax (KN)	15.7	11.41	33.03	
	B143	Mf max(en travée) (KN.m)	2.258	1.58	2.145	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.081	-2.967	-3.49	2.275
		Vmax (KN)	10.6	7.7	8.00	
	B16	Mf max(en travée) (KN.m)	6.458	4.695	15.514	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-14.375	-10.453	-38.294	27.649
		Vmax (KN)	18.07	13.14	29.06	

❖ Ferrailages en travées

poutre	M max KNm	Combo max	obs.	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B13	23.338	acc	SSA	2.14	3HA12	3.39
B14	22.388	acc	SSA	2.07	3HA12	3.39
B143	2.258	courant	SSA	0.23	3HA 12	3.39
B16	15.514	acc	SSA	1.42	3HA12	3.39

❖ Ferrailages aux appuis

poutre	M max KNm	Combo max	obs.	Amin CNF Cm ²	AS Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B13	78.109	accidentelle	SSA	0.83	7.97	3HA12FIL+3HA14 CHAPEAUX	8.01
	-61.55	accidentelle	SSA	0.83	6.07	3HA12FIL+3HA12 CHAPEAUX	6.78
B14	-47.383	accidentelle	SSA	0.83	4.56	3HA12FIL+2HA12 CHAPEAUX	5.65
B143	-4.081	courante	SSA	0.92	0.43	3HA12 FIL Pas besoin de chapeaux	3.39
B16	-38.294	accidentelle	SSA	0.83	3.63	3HA12 FIL+2HA12 CHAPEAUX	5.65

Zone III : 9^{ème} étage et 10^{ème} étage :

❖ Les efforts max pour les poutres du portique 2 (Zone III)

Portique	poutres	Efforts internes	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)	Combinaisons Accidentelles	
2	B13	Mf max(en travée) (KN.m)	7.971	6.046	23.338	
		Ma max (à l'appui du voile) (KN.m)	-11.689	-8.64	-70.63	78.109
		Ma max (à l'appui du poteau) (KN.m)	-11.689	-8.64	-61.55	47.597
		Vmax (KN)	22.75	16.11	91.82	
	B14	Mf max(en travée) (KN.m)	5.529	4.019	22.388	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-11.456	-8.332	-47.383	35.916
		Vmax (KN)	16.39	11.92	33.03	
	B143	Mf max(en travée) (KN.m)	3.102	2.255	2.145	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-4.386	-3.207	-3.49	2.275
		Vmax (KN)	10.81	7.85	8.00	
	B16	Mf max(en travée) (KN.m)	8.859	6.461	15.514	
		Ma max (en appuis) (KN.m)	-19.322	-14.098	-38.294	27.649
		Vmax (KN)	20.82	15.21	29.06	

❖ Ferrailages en travées

poutre	M max KNm	Combo max	obs.	AS Cm ²	Amin CNF Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B13	23.338	acc	SSA	2.14	0.83	3HA12	3.39
B14	22.388	acc	SSA	2.07	0.83	3HA12	3.39
B143	3.102	courant	SSA	0.32	0.92	3HA 12	3.39
B16	15.514	acc	SSA	1.42	0.83	3HA12	3.39

❖ Ferrailages aux appuis

poutre	M max KNm	Combo max	obs.	AS Cm ²	Amin CNF Cm ²	choix des barres	AS adopté Cm ²
B13	78.109	accidentelle	SSA	7.97	0.83	3HA12FIL+3HA 14 CHAPEAUX	8.01
	-61.55	accidentelle	SSA	6.07	0.83	3HA12FIL+3HA 12 CHAPEAUX	6.78
B14	-47.383	accidentelle	SSA	4.56	0.83	3HA12FIL+2HA 12 CHAPEAUX	5.65
B143	-4.386	courante	SSA	0.43	0.92	3HA12 FIL Pas besoin de chapeaux	3.39
B16	-38.294	accidentelle	SSA	3.63	0.83	3HA12 FIL+2HA12 CHAPEAUX	5.65

VI -4- vérification RPA 99 modifié 2003 :
Minimum du RPA :

→ Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.

→ Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.

La section minimale adoptée est pour les poutres est de 6.78cm² (poutre B143)

6.78cm² > 3.75 cm² la condition est vérifiée.

VI -5- vérification à l'ELU :**VI -5-1-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{\min} .$$

➤ Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2,1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2 .$$

En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

Aux appuis :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

➤ Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2,1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2 .$$

En travée :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

Aux appuis :

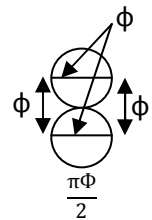
$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

VI -5-2-Vérification de l'adhérence :

Dans le cas de même diamètre :

$$U = \pi \Phi$$

$$U = \frac{\pi \times \Phi}{2} + \Phi + \frac{\pi \times \Phi}{2} + \Phi = \Phi (\pi + 2)$$

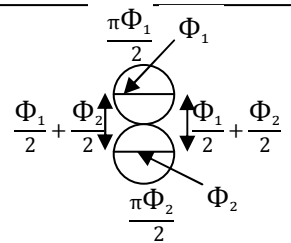


Dans le cas des diamètres différents :

$$U = \pi \Phi$$

$$U = \left(\left(\frac{\Phi_1}{2} + \frac{\Phi_2}{2} \right) \times 2 \right) + \left(\frac{\pi \times \Phi_1}{2} + \frac{\pi \times \Phi_2}{2} \right) =$$

$$= (\Phi_1 + \Phi_2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right)$$



$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

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

$\psi_s = 1.5$ (HA)(Coefficient de scellement).

$V_u^{\max} = 74.63$ KN (effort tranchant à l'ELU) (sens principal)

$V_u^{\max} = 91.82$ KN (sens secondaire)

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

➤ **Sens principal :**

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \Phi = 3.14 \times 12 \times 3 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{74.63 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 113.04} = 2.67 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sum U_i = 3 \times (\Phi_1 + \Phi_2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right) = 3 \times (1.4 + 1.2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right) = 20.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{74.63 \times 10^3}{0.9 \times 274 \times 200.5} = 1.86 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

En travées :

$$\sum U_i = 3 \times \Phi (\pi) = 3 \times 1.2 \times (\pi) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{91.82 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 113.04} = 3.02 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 3.02 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\sum U_i = 3 \times (\Phi_1 + \Phi_2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right) = 3 \times (1.4 + 1.2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right) = 20.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{91.82 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 200.5} = 1.86 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

VI -5-3-Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

➤ Sens principale :

$$V_u = 74.63 \text{ KN}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{74.63 \times 10^3}{250 \times 275} = 1.09\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u = 91.82 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{91.82 \times 10^3}{250 \times 275} = 1.34\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI -5-4-Influence de l'effort tranchant aux appuis :

• Influence sur le béton :

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ Sens principale :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,274 \times 0,25 \times 16.67 \times 10^3 = 411.08\text{KN}.$$

$$V_u = 74.63 \text{ KN} \leq 411.08\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,275 \times 0,25 \times 1.67 \times 10^3 = 411.08\text{KN}.$$

$$V_u = 91.82\text{KN} \leq 411.08\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Influence sur les armatures :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

➤ Sens principal :

$$M_u = 31.397\text{KNm} > 0,9 \times V_u \times d = 0,9 \times 74.63 \times 0,275 = 18.40\text{KN.m}$$

➤ Sens secondaire :

$$M_u = 23.338 \text{ KN.m} > 0.9 \times V_u \times d = 0.9 \times 91.82 \times 0.275 = 22.64 \text{ KN.m}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

VI -5-5-Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times (\psi_s^2) \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

Pour le : $\Phi 12$: $l_s = 42.25 \text{ cm}$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$.

Pour le : $\Phi 14$: $l_s = 49.29 \text{ cm}$.

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $l_c = 0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour le $\Phi 12$: $l_c = 18 \text{ cm}$

Pour le $\Phi 14$: $l_c = 20 \text{ cm}$.

VI -6-Vérification de RPA99 révisé 2003 :

VI -6-1-Délimitation de la zone nodale : RPA 2003 Art 7.4.2.1

➤ Sens principal :

$$L = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

➤ Sens secondaire :

$$L = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

VI -6-2-Espacement d'armatures transversales :

➤ Sens principal :

$$\text{Zone nodale :} \quad S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\left(\frac{30}{4} \right), (12 \times 1.2); (30 \text{ cm}) \right) = 7.5 \text{ cm}.$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante :} \quad S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}.$$

Soit : $S'_t = 15 \text{ cm}$

➤ Sens secondaire :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.2\right) \text{cm} = 7.5\text{cm}.$$

Soit : $S_t = 7\text{ cm}$.

Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}.$

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

VI -6-3-Calcul des armatures transversales : (art A.7.2.2 /BAEL 91)

a) Sens principal :

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right\} = \min\{12, 8.6, 25\} \text{ cm} = 8.6 \text{ mm}.$$

On choisit un diamètre : $8\text{mm} < 8.6 \text{ mm}$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

Pourcentage minimum des armatures transversales :

-zone nodale $A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Sens secondaire :

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right\} = \min\{12, 8.6, 25\} \text{ cm} = 8.6\text{mm}.$$

On choisit un diamètre : $8\text{mm} < 8.6 \text{ mm}$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

Pourcentage minimum des armatures transversales :

-zone nodale $A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$

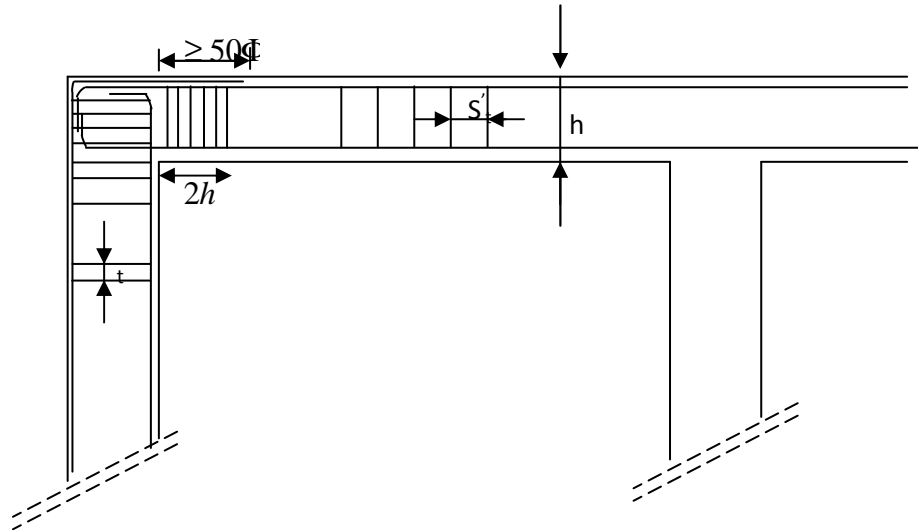
$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

VI -6-3-Dispositions constructives :



Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est 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 prolongées 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.

VI -7-Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

VI -7-1-Poutres principales:

a) Zone I et II :

- En travée :

Poutre	M_s KN. m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
B53	22.796	8.01	1.16	19.01	0.853	121.76	6.40	15	vérifiée
B52	11.341	6.78	0.98	20.97	0.861	70.90	3.38	15	vérifiée
B51	20.398	8.01	1.16	19.01	0.853	108.95	5.73	15	vérifiée

- Aux appuis

Poutre	M_s KN. m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
B53	36.408	6.88	1.0	20.71	0.86	224.57	10.84	15	vérifiée
B52	18.104	3.39	0.49	32.17	0.894	218.015	6.77	15	vérifiée
B51	35.934	6.88	1.0	20.71	0.86	221.65	10.70	15	vérifiée

b) Zone III:

- En travée

Poutre	M_s KN. m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
B53	24.079	8.01	1.16	19.01	0.853	128.61	6.76	15	vérifiée
B52	9.983	6.78	0.98	20.97	0.861	62.41	2.97	15	vérifiée
B51	21.302	8.01	1.16	19.01	0.853	113.78	5.98	15	vérifiée

- Aux appuis

Poutre	M_s KN. m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	observation
B53	35.629	8.01	1.0	20.71	0.86	219.76	10.61	15	vérifiée
B52	19.661	3.39	0.49	32.17	0.894	236.76	7.35	15	vérifiée
B51	33.802	6.47	0.94	20.71	0.86	221.71	10.70	15	vérifiée

VI -7-1-Poutres secondaires:

a) ZoneI :

- En travée :

Poutre	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ _l	K _l	β _l	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	observation
B13	5.502	6.78	0.98	20.97	0.861	34.39	1.64	15	vérifiée
B14	4.02	6.78	0.98	20.97	0.861	25.13	1.19	15	vérifiée
B143	1.58	6.78	0.98	20.97	0.861	9.87	0.47	15	vérifiée
B16	4.695	6.78	0.98	20.97	0.861	29.35	1.39	15	vérifiée

- Aux appuis

Poutre	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ _l	K _l	β _l	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	observation
B13	8.41	8.01	1.0	20.71	0.861	51.81	2.50	15	vérifiée
B14	7.367	5.65	0.82	23.46	0.87	54.69	2.33	15	vérifiée
B143	2.967	3.39	0.49	32.17	0.894	35.72	1.11	15	vérifiée
B16	10.453	3.39	0.49	32.17	0.894	125.87	3.91	15	vérifiée

b) ZoneII etIII:

- En travée :

Poutre	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ _l	K _l	β _l	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	observation
B13	6.046	6.78	0.98	20.97	0.861	37.79	1.80	15	vérifiée
B14	4.019	6.78	0.98	20.97	0.861	25.12	1.19	15	vérifiée
B143	2.255	6.78	0.98	20.97	0.861	14.09	0.67	15	vérifiée
B16	6.461	6.78	0.98	20.97	0.861	40.39	1.92	15	vérifiée

- Aux appuis :

Poutre	M_s KN. m	A_t cm^2	ρ_l	K_l	β_l	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
B13	8.64	8.01	1.16	19.01	0.853	46.15	2.42	15	vérifiée
B14	8.332	6.78	0.98	20.97	0.861	52.09	2.48	15	vérifiée
B143	3.207	3.39	0.49	32.17	0.894	38.61	1.20	15	vérifiée
B16	14.098	5.65	0.82	23.46	0.87	104.67	4.46	15	vérifiée

VI -7-1Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ mm}$$

la flèche est donnée par le logiciel $f = 0.002 \text{ m} = 2 \text{ mm} < 8.4 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VI-2 – Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée. En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI-2-1 - Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

- **Armatures longitudinales :**
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

Poteaux (45×45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$

Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]

- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- **Armatures transversales :** (art 7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 0.075$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 0.04$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq 10cm$ Dans la zone nodale (en zone III).

$S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{a}{2}, \Phi_l \right)$ dans la zone courante (en zone III).

Où Φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{S_t \times b}$ en %) est donnée comme suit:

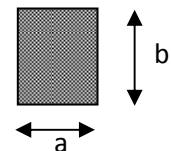
Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Par interpolation entre les valeurs limites précédentes : Si $3 < \lambda_g < 5$

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.

VI-2- 2 Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales trois cas peuvent représenter :

- 1- Section partiellement comprimée (SPC).
- 2- Section entièrement comprimée (SEC).
- 3- Section entièrement tendue (SET).

• Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « **N** » et « **M** » vérifient la relation :

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

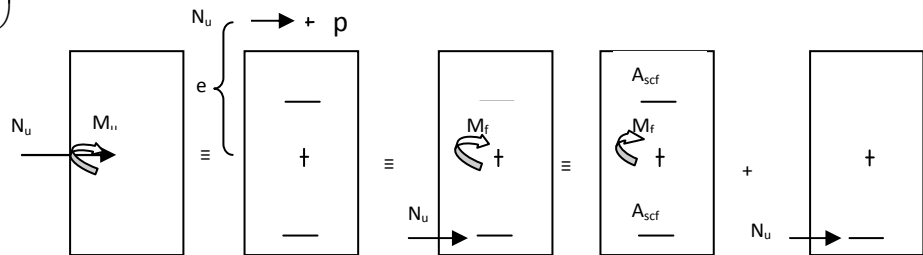
➤ Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « **C** » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

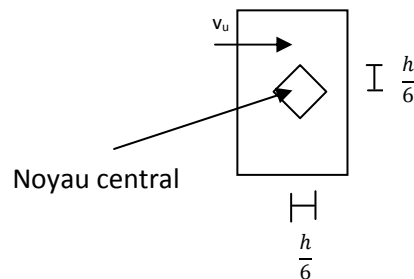


Si le centre de pression « **C** » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$



Et $p \notin$ noyau central \Rightarrow SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

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

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

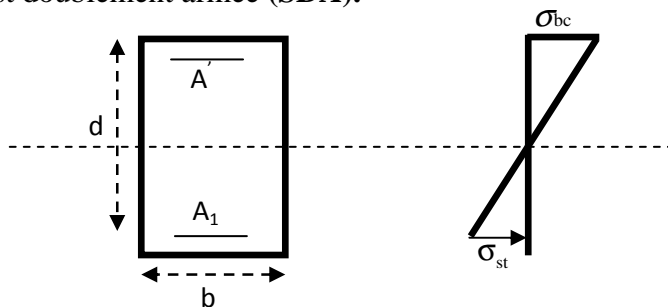
$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

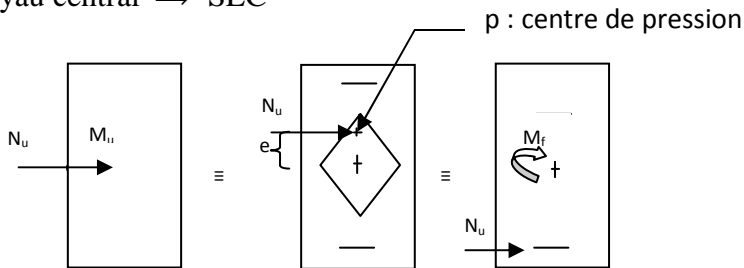
➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

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

$p \in \text{noyau central} \Rightarrow \text{SEC}$



Deux situations peuvent se présenter :

1^{er} situation :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{SDA}.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

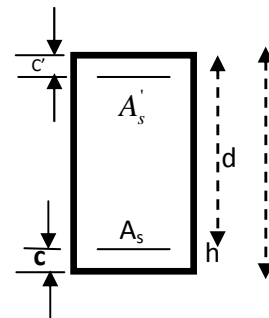
$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} situation :

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :



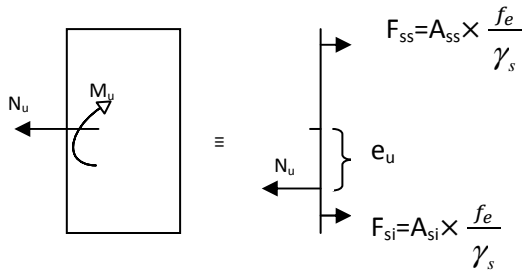
$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}.$$

➤ **Section entièrement tendue :**

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



$$A_{si} = N_u \times \left(\frac{\left(\frac{h}{2} - c + e_u\right)}{\frac{f_e}{\gamma_s} \times (d - c)} \right)$$

$$A_{ss} = \left(N_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_{si}$$

VI-2 -3 Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul des sections d'acier est résumé dans les tableaux ci dessous :

❖ poteaux 45x45 (VS, RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm²]	Ainf [cm²]	Ferrailage
C3	XX	Cou	1	689.19	9.42	SPC	0	-7.51	Acal = 0 cm2 Amin=16.2cm2 4HA20+4HA14 (A=18.71cm²)
			2	1007.85	4.911	SPC	0	-10,91	
			3	906.3	12.342	SPC	0	-9,38	
		Acc	1	139.28	8.351	SPC	0	-1,08	
			2	995.88	15.586	SPC	0	-9,14	
			3	308.56	30.016	SPC	0	-1,59	
	YY	Cou	1	689.19	9.942	SPC	0	-7,47	
			2	1007.85	4.431	SPC	0	-10,95	
			3	906.3	13.905	SPC	0	-9,25	
		Acc	1	139.28	18.99	SPC	0	-0,44	
			2	995.88	18.631	SPC	0	-8,93	
			3	53.29	70.45	SPC	0	-5.77	
C1	XX	Cou	1	571.48	16.215	SPC	0	-5,74	Acal = 0 cm2 Amin=16.2cm2 4HA20+4HA14 (A=18.71cm²)
			2	823.11	5.861	SPC	0	-9,14	
			3	745.94	18.684	SPC	0	-7,34	
		Acc	1	151.07	13.664	SPC	0	-0,89	
			2	771.75	22.022	SPC	0	-6,7	
			3	569.75	26.009	SPC	0	-4,5	
	YY	Cou	1	571.48	11.108	SPC	0	-6,13	
			2	823.11	3.422	SPC	0	-9,34	
			3	745.94	11.65	SPC	0	-7,91	
		Acc	1	151.07	11.17	SPC	0	-1,04	
			2	771.75	15.246	SPC	0	-7,15	
			3	569.75	20.31	SPC	0	-4,87	
C5	XX	Cou	1	713.33	6.737	SPC	0	-7,97	Acal = 0 cm2 Amin=16.2cm2 4HA20+4HA14 (A=18.71cm²)
			2	1031.26	10.203	SPC	0	-11,37	
			3	931.2	7.333	SPC	0	-10,03	
		Acc	1	327.19	9.709	SPC	0	-3,05	
			2	991.12	16.455	SPC	0	-9,04	
			3	776.17	19.215	SPC	0	-6,93	
	YY	Cou	1	713.33	10.203	SPC	0	-7,7	
			2	1031.26	4.218	SPC	0	-11,17	
			3	931.2	13.359	SPC	0	-9,52	
		Acc	1	327.19	19.44	SPC	0	-2,44	
			2	991.12	20.135	SPC	0	-8,78	
			3	725.75	27.923	SPC	0	-5,87	

❖ poteaux 45x45 (VS, RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
C6	XX	Cou	1	791.58	27.348	SPC	0	-7,06	4HA20+4HA14 (A=18.71cm ²)
			2	1163.27	7.385	SPC	0	-12,05	
			3	1048.28	35.032	SPC	0	-8,54	
		Acc	1	271.17	19.685	SPC	0	-1,83	
			2	1005.28	24.454	SPC	0	-8,59	
			3	908.82	37.266	SPC	0	-6,86	
	YY	Cou	1	791.58	7.385	SPC	0	-8,71	
			2	1163.27	0.201	SPC	0	-12,59	
			3	810.44	9.121	SPC	0	-8,75	
		Acc	1	171.17	11.077	SPC	0	-2,36	
			2	1005.28	12.288	SPC	0	-9,46	
			3	468.41	28.123	SPC	0	-3,35	
C13	XX	Cou	1	1253.02	17.847	SPC	0	-11,56	4HA20+4HA14 (A=18.71cm ²)
			2	1816.25	4.301	SPC	0	-14,83	
			3	1271.9	18.316	SPC	0	-11,63	
		Acc	1	496.42	11.891	SPC	0	-4,68	
			2	1467.99	15.105	SPC	0	-12,78	
			3	1010.23	25.958	SPC	0	-8,53	
	YY	Cou	1	1253.02	1.024	SPC	0	-13,17	
			2	1816.25	1.326	SPC	0	-15,21	
			3	1271.9	2.308	SPC	0	-13,17	
		Acc	1	496.42	19.653	SPC	0	-4,18	
			2	1467.99	16.935	SPC	0	-12,64	
			3	806.55	30.161	SPC	0	-6,46	
C21	XX	Cou	1	609.5	0.966	SPC	0	-7,33	4HA20+4HA14 (A=18.71cm ²)
			2	905.79	2.753	SPC	0	-10,18	
			3	618.93	8.106	SPC	0	-6,88	
		Acc	1	160.18	16.731	SPC	0	-0,91	
			2	847	12.758	SPC	0	-8,8	
			3	309.14	32.949	SPC	0	-1,54	
	YY	Cou	1	609.5	1.358	SPC	0	-7,3	
			2	905.79	6.052	SPC	0	-9,91	
			3	618.93	14.462	SPC	0	-6,38	
		Acc	1	160.18	2.78	SPC	0	-1,88	
			2	847	9.266	SPC	0	-9,09	
			3	435.83	27.976	SPC	0	-3,35	

❖ poteaux 45x45 (VS, RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm²]	Ainf [cm²]	Ferrailage
C33	xx	Cou	1	889.33	2.125	SPC	0	-10,08	Acal = 0 cm² Amin = 16.2 cm² 4HA20+4HA14 (A=18.71 cm²)
			2	1287.22	3.653	SPC	0	-12,85	
			3	1159.4	7.776	SPC	0	-11,87	
		Acc	1	209.35	7.443	SPC	0	-1,91	
			2	1232.26	11.987	SPC	0	-11,33	
			3	489.03	24.168	SPC	0	-3,82	
	yy	Cou	1	889.33	20.008	SPC	0	-8,58	
			2	1287.22	7.645	SPC	0	-12,76	
			3	1159.4	21.274	SPC	0	-10,62	
		Acc	1	209.35	5.534	SPC	0	-2,02	
			2	1232.26	9.842	SPC	0	-11,49	
			3	489.03	42.884	SPC	0	-2,61	

❖ poteaux 40x40 (du 4^{ème} au 8^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
C3	XX	Cou	1	²	9.786	SPC	0	-2,17	Acal = 3.76 cm ² Amin=12.8cm ² 4HA16+4HA14 (A=14.19cm²)
			2	610.85	9.786	SPC	0	-6,14	
			3	252.61	12.197	SPC	0	-5,09	
		Acc	1	49.72	12.352	SPC	0	0,27	
			2	628.53	10.116	SPC	0	-5,72	
			3	224.02	28.581	SPC	0	-0,46	
	YY	Cou	1	237.71	7.867	SPC	0	-2,33	
			2	610.85	7.808	SPC	0	-6,32	
			3	519.67	8.319	SPC	0	-5,38	
		Acc	1	49.72	22.242	SPC	0	0,94	
			2	628.53	24.261	SPC	0	-4,63	
			3	534.77	27.718	SPC	0	-3,52	
C1	XX	Cou	1	199.64	16.464	SPC	0	-1,18	Acal = 2.72 cm ² Amin=12.8cm ² 4HA16+4HA14 (A=14.19cm²)
			2	512.17	14.147	SPC	0	-4,78	
			3	214.54	17.465	SPC	0	-1,27	
		Acc	1	52.88	19.002	SPC	0	0,68	
			2	496.51	21.379	SPC	0	-3,65	
			3	425.15	24.501	SPC	0	-2,75	
	YY	Cou	1	199.64	11.826	SPC	0	-1,56	
			2	512.17	9.603	SPC	0	-5,19	
			3	214.54	12.575	SPC	0	-1,67	
		Acc	1	52.88	15.468	SPC	0	0,44	
			2	496.51	16.863	SPC	0	-3,99	
			3	204.99	19.83	SPC	0	-0,88	
C5	XX	Cou	1	247.16	5.268	SPC	0	-2,65	Acal = 1.16 cm ² Amin=12.8cm ² 4HA16+4HA14 (A=14.19cm²)
			2	633.46	6.202	SPC	0	-6,68	
			3	262.06	6.41	SPC	0	-2,73	
		Acc	1	112.98	12.93	SPC	0	-0,38	
			2	632.89	12.625	SPC	0	-5,5	
			3	411.75	14.072	SPC	0	-3,32	
	YY	Cou	1	247.16	8.26	SPC	0	-2,41	
			2	633.46	7.267	SPC	0	-6,58	
			3	539.93	9.168	SPC	0	-5,75	
		Acc	1	112.98	22.74	SPC	0	0,29	
			2	632.89	23.072	SPC	0	-4,75	
			3	540.07	26.159	SPC	0	-3,69	

❖ poteaux 40x40 (du 4^{ème} au 8^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
C6	XX	Cou	1	268.89	24.636	SPC	0	-1,29	Acal = 2.28 cm ² Amin=12.8cm ² 4HA16+4HA14 (A=14.19cm²)
			2	696.08	23.917	SPC	0	-5,53	
			3	589.42	27.656	SPC	0	-4,26	
		Acc	1	90.95	23.4	SPC	0	0,57	
			2	615.74	28.922	SPC	0	-4,15	
			3	522.5	32.967	SPC	0	-3,01	
	YY	Cou	1	268.89	11.718	SPC	0	-2,37	
			2	696.08	8.212	SPC	0	-7,06	
			3	283.79	13.113	SPC	0	-2,43	
		Acc	1	90.95	13.694	SPC	0	-0,09	
			2	615.74	12.325	SPC	0	-5,43	
			3	163.25	31.152	SPC	0	0,35	
C13	XX	Cou	1	196.95	10.271	SPC	0	-1,65	Acal = 2.68cm ² Amin=12.8cm ² 4HA16+4HA14 (A=14.19cm²)
			2	528.41	7.218	SPC	0	-5,57	
			3	211.85	11.643	SPC	0	-1,71	
		Acc	1	59.32	19.839	SPC	0	0,67	
			2	508.27	17.901	SPC	0	-4,02	
			3	114.38	36.747	SPC	0	1.25	
	YY	Cou	1	196.95	12.262	SPC	0	-1,49	
			2	528.41	11.642	SPC	0	-5,17	
			3	211.85	13.727	SPC	0	-1,55	
		Acc	1	59.32	7.442	SPC	0	-0,17	
			2	508.27	4.108	SPC	0	-5,05	
			3	147.36	26.909	SPC	0	0,21	
C21	XX	Cou	1	441.27	23..49	SPC	0	-3,2	Acal = 0 cm ² Amin=12.8cm ² 4HA16+4HA14 (A=14.19cm²)
			2	1098.34	16.31	SPC	0	-8,86	
			3	456.18	25.418	SPC	0	-3,21	
		Acc	1	175.26	16.876	SPC	0	-0,78	
			2	906.41	18.89	SPC	0	-7,31	
			3	360.58	29.909	SPC	0	-1,72	
	YY	Cou	1	441.27	0.63	SPC	0	-5,23	
			2	1098.34	1.596	SPC	0	-10,58	
			3	932.58	1.596	SPC	0	-9,59	
		Acc	1	175.26	26.876	SPC	0	-0,08	
			2	906.41	23.467	SPC	0	-6,93	
			3	288.61	30.899	SPC	0	-0,95	

❖ poteaux 40x40 (du 4^{ème} au 8^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
C33	XX	Cou	1	309	1.878	SPC	0	-3,65	Acal = 4.28cm ² Amin=12.8cm ² 4HA16+4HA14 (A=14.19cm ²)
			2	784.48	2.348	SPC	0	-8,39	
			3	784.48	2.348	SPC	0	-8,39	
		Acc	1	76.93	12.476	SPC	0	-0,02	
			2	777.59	10.836	SPC	0	-6,96	
			3	631.01	19.95	SPC	0	-2,46	
	YY	Cou	1	309	25.615	SPC	0	-1,65	
			2	784.48	19.92	SPC	0	-6,63	
			3	324.7	28.625	SPC	0	-1,56	
		Acc	1	76.93	6.289	SPC	0	-0,44	
			2	777.59	6.89	SPC	0	-7,27	
			3	187.52	44.802	SPC	0	1,07	

❖ poteaux 35x35 (9^{ème} et 10^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
C3	XX	Cou	1	70.39	14.925	SPC	0	0,47	Acal = 5.73 cm ² Amin=9.8cm ² 4HA14+4HA12 (A=10.67cm ²)
			2	164.96	8.957	SPC	0	-1,17	
			3	70.39	14.925	SPC	0	0,4	
		Acc	1	16.92	11.256	SPC	0	0,68	
			2	165.08	7.226	SPC	0	-1,19	
			3	71.61	29.768	SPC	0	1,57	
	YY	Cou	1	70.39	6.523	SPC	0	-0,29	
			2	164.96	4.544	SPC	0	-1,59	
			3	70.39	6.583	SPC	0	-0,26	
		Acc	1	16.92	26.976	SPC	0	1,91	
			2	165.08	18.411	SPC	0	-0,29	
			3	31.61	28.314	SPC	0	1,86	
C1	XX	Cou	1	57.24	24.038	SPC	0	1,47	Acal = 6.42cm ² Amin=9.8cm ² 4HA14+4HA12 (A=10.67cm ²)
			2	139.81	12.918	SPC	0	-0,52	
			3	55.24	24.038	SPC	0	1,5	
		Acc	1	16.75	26.281	SPC	0	1,85	
			2	132.28	17.729	SPC	0	-0,01	
			3	29.06	31.438	SPC	0	2,14	
	YY	Cou	1	57.24	16.693	SPC	0	0,79	
			2	139.81	9.395	SPC	0	-0,85	
			3	55.24	16.693	SPC	0	0,82	
		Acc	1	16.75	19.721	SPC	0	1,34	
			2	132.28	14.374	SPC	0	-0,28	
			3	29.06	23.529	SPC	0	1,51	
C5	XX	Cou	1	71.46	8.424	SPC	0	-0,13	Acal =5.43 cm ² Amin=9.8cm ² 4HA14+4HA12 (A=10.67cm ²)
			2	170.36	4.834	SPC	0	-1,62	
			3	71.46	8.424	SPC	0	-0,13	
		Acc	1	33.47	15.264	SPC	0	0,81	
			2	167.02	9.922	SPC	0	-0,99	
			3	33.47	15.264	SPC	0	0,81	
	YY	Cou	1	71.46	8.822	SPC	0	-0,1	
			2	170.36	5.63	SPC	0	-1,55	
			3	71.46	8.822	SPC	0	-0,1	
		Acc	1	33.47	27.936	SPC	0	1,81	
			2	167.02	17.414	SPC	0	-0,39	
			3	33.47	27.936	SPC	0	1,81	

❖ poteaux 35x35 (9^{ème} et 10^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
C6	XX	Cou	1	79.85	33.72	SPC	0	2,13	Acal = 8.01 cm ² Amin=9.8cm ² 4HA14+4HA12 (A=10.67cm²)
			2	185	19.436	SPC	0	-0,39	
			3	79.85	33.72	SPC	0	2,13	
		Acc	1	28.34	32.801	SPC	0	2,26	
			2	163.52	22.902	SPC	0	0,1	
			3	44.94	39.971	SPC	0	2,67	
	YY	Cou	1	79.85	15.453	SPC	0	0,41	
			2	185	9.859	SPC	0	-1,31	
			3	79.85	15.453	SPC	0	0,41	
		Acc	1	28.34	13.023	SPC	0	0,69	
			2	163.52	8.028	SPC	0	-1,11	
			3	62.38	32.108	SPC	0	1,85	
C13	XX	Cou	1	138.77	30.341	SPC	0	1,17	Acal = 5.16cm ² Amin=9.8cm ² 4HA14+4HA12 (A=10.67cm²)
			2	300.46	19.361	SPC	0	-1,59	
			3	138.77	30.341	SPC	0	1,17	
		Acc	1	58.69	20.817	SPC	0	0,99	
			2	247.94	18.021	SPC	0	-1,12	
			3	94.87	34.415	SPC	0	1,72	
	YY	Cou	1	138.77	0.623	SPC	0	-1,65	
			2	300.46	0.631	SPC	0	-3,47	
			3	300.46	0.631	SPC	0	-3,47	
		Acc	1	58.69	30.857	SPC	0	1,79	
			2	247.94	20.922	SPC	0	-0,88	
			3	88.06	30.99	SPC	0	1,51	
C21	XX	Cou	1	55.78	13.448	SPC	0	0,51	Acal = 6.78cm ² Amin=9.8cm ² 4HA14+4HA12 (A=10.67cm²)
			2	136.081	8.734	SPC	0	-0,87	
			3	55.78	13.448	SPC	0	0,51	
		Acc	1	21.43	18.986	SPC	0	1,23	
			2	122.86	13.327	SPC	0	-0,27	
			3	48.46	35.436	SPC	0	2,26	
	YY	Cou	1	55.78	16.46	SPC	0	0,79	
			2	136.081	9.984	SPC	0	-0,76	
			3	55.78	16.46	SPC	0	0,79	
		Acc	1	21.43	7.416	SPC	0	0,33	
			2	122.86	3.009	SPC	0	-1,09	
			3	44.05	29.613	SPC	0	1,84	

❖ poteaux 35x35 (9^{ème} et 10^{ème} étage).

Poteau	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
C33	XX	Cou	1	92.9	2.122	SPC	0	-0,96	Acal = 8.16cm ² Amin=9.8cm ² 4HA14+4HA12 (A=10.67cm ²)
			2	212.19	21.333	SPC	0	-2,4	
			3	104.34	2.462	SPC	0	-1,07	
		Acc	1	26.86	12.985	SPC	0	0,71	
			2	203.88	9.937	SPC	0	-1,36	
			3	87.03	16.37	SPC	0	0,34	
	YY	Cou	1	92.9	32.041	SPC	0	1,83	
			2	212.19	21.333	SPC	0	-0,5	
			3	92.9	32.041	SPC	0	1,83	
		Acc	1	26.86	10.334	SPC	0	0,5	
			2	203.88	11.142	SPC	0	-1,26	
			3	78.58	44.64	SPC	0	2,72	

VI- 2-4– Vérification à l'ELU :

- **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ **Espacement des armatures transversales :**♦ **Selon le BAEL 91** Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a + 10)cm\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40cm; (35 + 10)cm\}$$

$$S_t \leq 18cm$$

♦ **Selon le RPA99 version 2003** Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17.5; 17.5; 12\} = 12cm$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone courante

➤ **La section d'armatures transversales :**♦ **Selon BAEL 91** Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_t^{min}}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$

donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

♦ **Selon le RPA 99 version 2003** Art 7.4.2.2

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Poteaux 45x45 (RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.)

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707 L_0$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 0.0034 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0034}{0.45 \times 0.45}} = 0.13 \text{ m}$$

$$L_f = 0.707 \times 3.2 = 1.95 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{1.932}{0.13} = 15$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Poteaux 45x45 (vide sanitaire) : $l = 1.2 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{0.85}{0.13} = 6.53$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 50.8 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 50.8 \times 10^3}{45 \times 400} \times 8 = 56.44 \text{ mm}^2$$

$S_t = 10\text{cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 50.8 \times 10^3}{45 \times 400} 10 = 70.55 \text{ mm}^2$$

Conclusion

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ Soit deux cadre de $\phi 8$ pour tout les poteaux.

V.2.5. Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est données comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Poteaux (45×45) : $A_t^{min} = 0.003 \times 13 \times 45 = 1.75 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (40×40) : $A_t^{min} = 0.003 \times 13 \times 40 = 1.56 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Poteaux (35×35) : $A_t^{min} = 0.003 \times 13 \times 35 = 1.36 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 20 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Remarque :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

➤ Détermination de la zone nodale :

Poteaux (45×45) cm²:

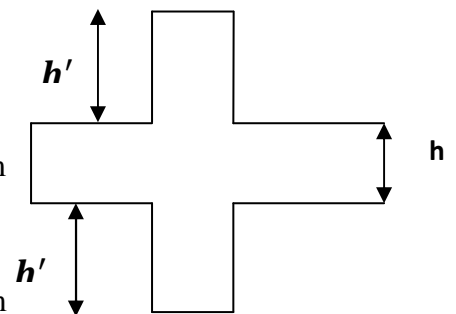
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306-30}{6}, 45 ; 45 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (40×40) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306-30}{6}, 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux (35×35) cm²:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \right) = \max \left(\frac{306-30}{6}, 35 ; 35 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$



Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

- **Vérification des contraintes tangentielles** Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

On a $\lambda_g > 5$ donc $\rho_d = 0.075$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- ♦ **Poteaux (45×45)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{50.8 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.268 \text{ MPa}$$

- ♦ **Poteaux (40×40)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.76 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.202 \text{ MPa}$$

- ♦ **Poteaux (35×35)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28.22 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.244 \text{ MPa}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

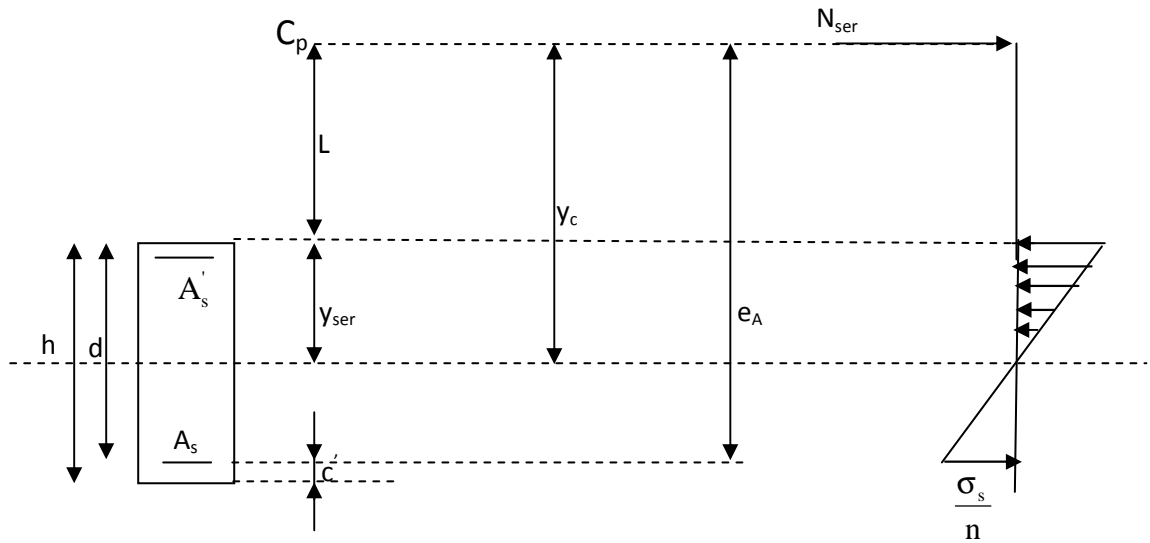
VI.2.6 Vérification à l'ELS

- a) **État limite de compression de béton**

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

❖ Section partiellement comprimée :

**Position de centre de pression.**

- Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.
- L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 & \text{si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section).} \\ L > 0 & \text{si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section).} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d$$

$$y_{ser} = y_c + L$$

$$\text{tel que : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est solution de : <<>

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - L)$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - L)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$. puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

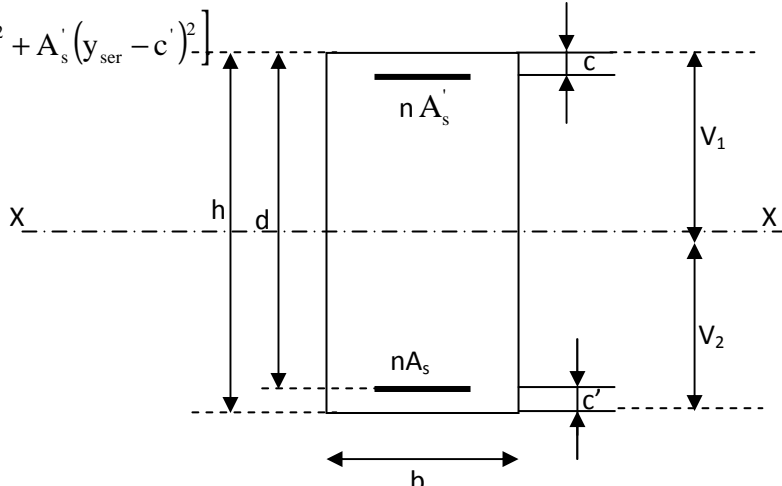
Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left(\sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$


Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec $n=15$.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

$$\sigma_s = nK(d - y_{ser}) \quad \text{avec } n=15.$$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

section	sens	cas	N (kN)	M (kNm)	e (cm)	obs	b0 cm ²	As [cm ²]	XG [cm]	I cm ⁴	σ_{bcs}	σ_{bci}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{si}	σ_{ss}	$\overline{\sigma}_s$
45x45	xx	1	417.19	11.786	2.83	SEC	2306	18.71	2.74	356 907.90	2.08	2.04	15	31.20	30.60	348
		2	601.22	4.252	0.71	SEC	2306	18.71	2.74	356 907.90	2.29	3.65	15	34.39	54.68	348
		3	544.86	13.579	2.49	SEC	2306	18.71	2.74	356 907.90	2.62	2.77	15	39.24	41.48	348
	yy	1	417.19	8.061	1.93	SEC	2306	18.71	2.74	356 907.90	1.87	2.25	15	28.11	33.70	348
		2	601.22	2.482	0.41	SEC	2306	18.71	2.74	356 907.90	2.19	3.74	15	32.92	56.15	348
		3	544.86	8.453	1.55	SEC	2306	18.71	2.74	356 907.90	2.33	3.05	15	34.99	45.73	348
40x40	xx	1	145.73	11.976	8.22	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		2	374.05	10.282	2.75	SEC	1792	12.8	2.14	220 680.27	2.52	2.15	15	37.82	32.32	348
		3	156.77	12.696	8.10	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	yy	1	145.73	8.584	5.89	SEC	1792	12.8	2.14	220 680.27	1.35	0.47	15	20.29	7.03	348
		2	374.05	6.966	1.86	SEC	1792	12.8	2.14	220 680.27	2.25	2.42	15	33.79	36.34	348
		3	156.77	9.124	5.82	SEC	1792	12.8	2.14	220 680.27	1.45	0.51	15	21.69	7.70	348
35x35	xx	1	41.85	17.578	42.00	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		2	112.21	9.379	8.36	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		3	41.85	17.578	42.00	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	yy	1	41.85	12.174	29.09	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		2	112.21	6.81	6.07	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
		3	41.85	12.174	29.09	SPC	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Vérification de la section entièrement comprimée à l'ELS.

section	sens	cas	N (kN)	M (kNm)	e (cm)	obs	L ($\times 10^{-2}$) (m)	Yc	As [cm ²]	K	Ys	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa
40x40	xx	I	145.73	11.976	8.22	SPC	0.1428	0.42	12.8	28 052.78	0.2772	7.78	15	75.74	348
		3	156.77	12.696	8.10	SPC	0.119	0.35	12.8	25 185.60	0.231	5.82	15	68.00	348
35X35	xx	I	41.85	17.578	42.00	SPC	0.22	0.42	9.8	13 556.77	0.64	8.68	15	31.52	348
		2	112.21	9.379	8.36	SPC	0.0914	0.26	9.8	22 879.30	0.1686	3.86	15	53.19	348
		3	41.85	17.578	42.00	SPC	0.245	0.47	9.8	15 194.99	0.115	2.6	15	35.33	348
	yy	1	41.85	12.174	29.09	SPC	0.112	0.34	9.8	11 043.59	0.452	4.99	15	25.68	348
		2	112.21	6.81	6.07	SPC	0.114	0.37	9.8	32 317.90	0.256	8.27	15	75.14	348
		3	41.85	12.174	29.09	SPC	0.115	0.34	9.8	11 043.59	0.455	5.02	15	25.68	348

Vérification de la section partiellement comprimées à l'ELS.

➤ **Condition de non fragilité :**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Poteaux (45x45) :

combinaison	Ns (kN)	M ₂ (kN.m)	e _s (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	1308.67	7.89	0.603	1.59	18.71

Poteaux (40x40):

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	799.99	11.86	1.482	1.25	14.19

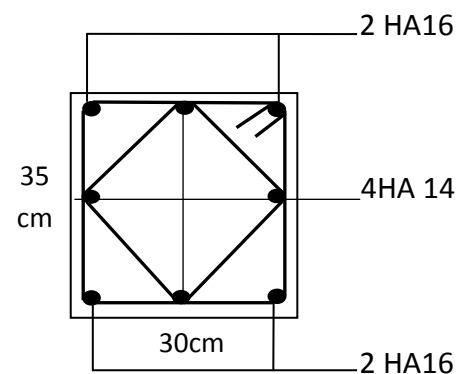
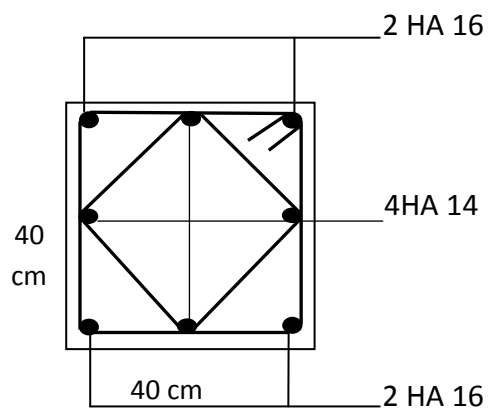
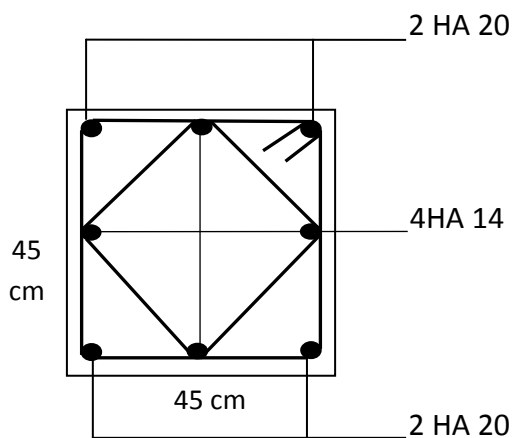
Poteaux (35x35):

combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	219.45	14.073	6.413	2.88	10.67

Conclusion

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferrailage adopté est comme suit :



❖ VS, RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.

❖ Du 4^{ème} au 8^{ème} étage.

❖ 9^{ème} et 10^{ème} étage.

VI.1 Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

VI.2 Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

VI.3 Méthode de calcul

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

VII.3.1 Excentricité

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

VI.3.2 Calcul de la hauteur utile d

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

a)- La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

b)- La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option.

c)- La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur l_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferraillage correspondant (schéma 3).

VI.3.3 La longueur de la zone tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

B : Section du béton

I : Moment d'inertie $I = \frac{b \times h^3}{12}$

y : Bras de levier $y = L/2$

VI.3.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

VI.3.5 Ferraillage

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_v = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

B. Armatures horizontale

- **Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)**
 - ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
 - ✓ $A_H \geq 0.15\%B$
 - ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- **Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticales sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

D. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

F. Espacement

Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad a: \text{épaisseur du voile}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm

G. Longueur de recouvrement

Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003

Elle doit être égale à :

40 ϕ pour les barres situés dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

20 ϕ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.6 Vérifications :**A. Exigence de RPA****Zone tendue :** $A_t \geq 0.2\% b L_t$ (Art 7.7.4.1)**Globalement dans le trumeau :** $A_t \geq 0.15\% B$ (Art 7.7.4.2)**Zone courante :**On doit vérifier que : $10A_c > 0.10\% \times 8 \times B$ A_c : Section d'armature dans la zone courante.**B. Exigence du BAEL**

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

VI.3.7 Vérification à l'ELSOn doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec

 N_s : effort normal appliqué $N_s = G + Q$ B : section du béton A : section d'armature adoptée.**VI.3.8 Vérification de la contrainte de cisaillement****A. D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} \text{ avec } T = 1.4 T_u$$

 b : épaisseur de voile d : hauteur utile ($d=0.9h$) h : hauteur de la section brute.**B. D'après le BAEL91 Art A.5.1.1**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times 0.9L}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3}$$

VI.4 calcul pour le voile 7 qui est en interaction avec le portique 2

ZONE I : VS RDC 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : (cas accidentel)

$$L=2.8m$$

$$e = 0.2m$$

$$B = 0.56 m^2$$

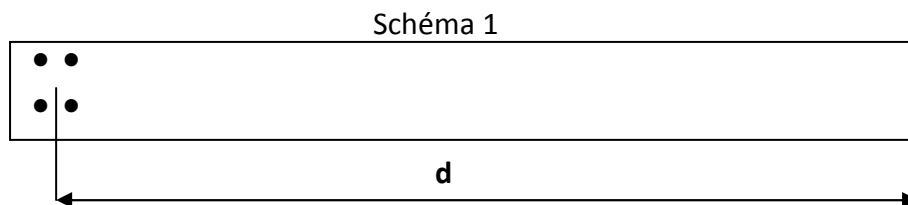
$$I = 0.366m^4$$

$$N_u = 662.37kN \text{ (effort de traction)}$$

$$M_u = 1025.239kN.m$$

La hauteur utile d :

- ❖ **1^{er} cas:** il consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage (schéma 1).



$$\triangleright d = L - (\text{CDG des armatures du potelet}) = 280 - (5+4) = 271 \text{ cm}$$

VI.4.1 Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1025.239kN}{662.37} = 1.548 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

VI.4.2 Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{662.37}{0.56} + \frac{1025.239 \times 1}{0.366} \right) \times 10^{-3} = 5.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{662.37}{0.56} - \frac{1025.239 \times 1}{0.366} \right) \times 10^{-3} = -2.74 \text{ MPa}$$

VI.4.3 Calcul de la longueur de zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5.11 \times 2.8}{5.11 + 2.74} = 1.82m$$

VI.4.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 1025.239 - 662.37(2.71 - 1.4) = 190.65 kN.m$$

VI.4.5 Ferrailage du voile**A. Armatures verticales**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad eavc \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 MPa$$

$$\mu = \frac{157.53 \times 10^3}{20 \times 271^2 \times 21.74} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \quad SSA$$

Donc $\beta = 0.998$

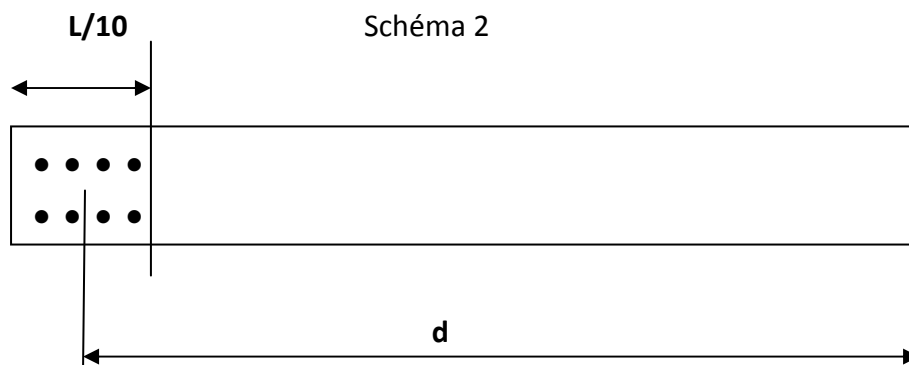
$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{157.53 \times 10^3}{0.998 \times 271 \times 400} + \frac{662.37 \times 10}{400} = 18.02 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA25 = 19.63 cm².

Pour un meilleur choix du diamètre on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas.

❖ 2^{ème} cas:

Il consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (L/10). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



$$\triangleright d = L - [(L/10)/2] = 280 - 14 = 266 \text{ cm}$$

VI.4.1 Calcul de l'excentricité

$$e = 1.548 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

VI.4.2 Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{662.37}{0.56} + \frac{1025.239 \times 1}{0.366} \right) \times 10^{-3} = 5.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{662.37}{0.56} - \frac{1025.239 \times 1}{0.366} \right) \times 10^{-3} = -2.74 \text{ MPa}$$

VI.4.3 Calcul de la longueur de zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5.11 \times 2.8}{5.11 + 2.74} = 1.82 \text{ m}$$

VI.4.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues

$$M = M_u - N_u \left(d - \frac{L}{2} \right) = 1025.239 - 662.37(2.71 - 1.4) = 190.65 \text{ kN.m}$$

VI.4.5 Ferrailage du voile

A. Armatures verticales

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad eavc \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{190.65 \times 10^3}{20 \times 271^2 \times 21.74} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \text{ SSA}$$

Donc $\beta = 0.997$

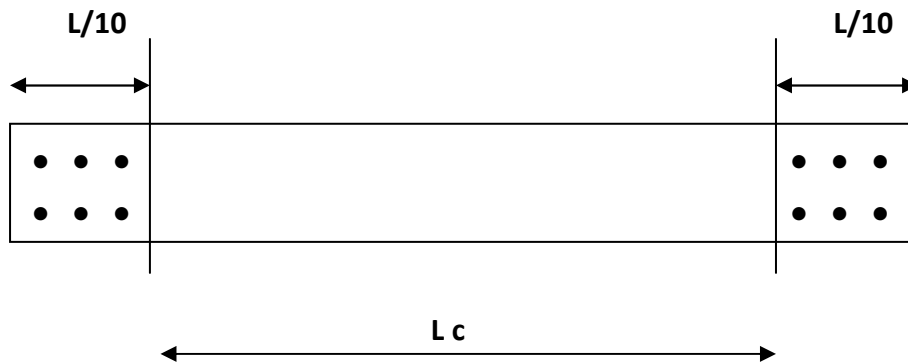
$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{190.65 \times 10^3}{0.991 \times 271 \times 400} + \frac{662.37 \times 10}{400} = 18.36 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA20 = 18.84 cm².

Calcul des armatures verticales dans tout le voile :

Calcul des armatures verticales dans la zone courante

Détermination de la zone courante : L_c



$$L_c = L - (L/10 + L/10) = 280 - 56 = 224 \text{ cm.}$$

- **Armatures verticales de la zone courante :**

$$A_c = 0.10\% \times B_c$$

Avec B_c = la section de la zone courante.

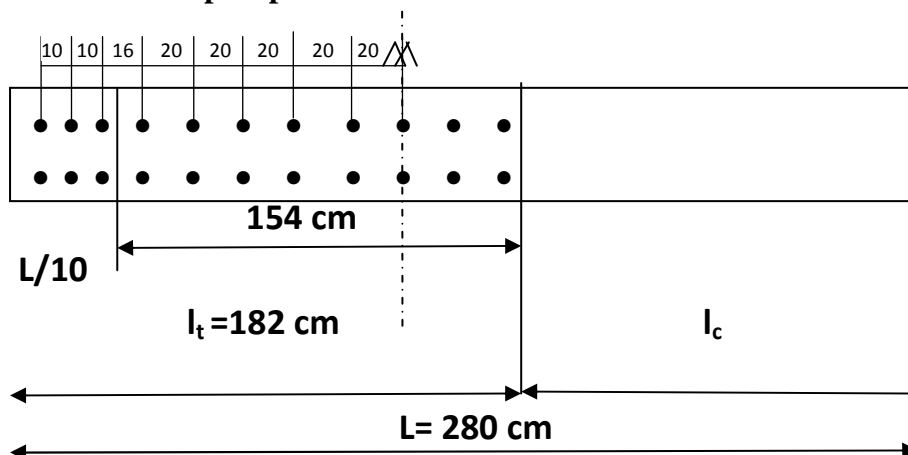
$$B_c = 2.24 \times 0.2 = 0.448 \text{ m}^2.$$

$$A_c = 0.10\% \times B_c = 0.001 \times 4480 = 4.48 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times (11 \text{ HA8})$ espacement = 20 cm

$$A_{\text{adopté}} = 22 \text{ HA8} = 11 \text{ cm}^2$$

- **Section adoptée pour la zone tendue**



$$\text{À } L/10: A_{\text{adopté}} = 18.84 \text{ cm}^2$$

À L= 154 cm: $A_{\text{adopté}} = 16\text{HA } 8 = 8.04 \text{ cm}^2$

$A_{\text{total}} = 18.84 + 8.04 = 26.88 \text{ cm}^2$

- **Section minimale pour la zone tendue**

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$A_{\min} = 0.2\%bL_t = 0.002 \times 0.2 \times 1.82 = 7.28 \text{ cm}^2$

$A_{\text{LT adopté}} = 26.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.28 \text{ cm}^2$

- **Section minimale dans tout le voile (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{\min} = (0.15\%B) = 8.4 \text{ cm}^2$$

$A_v = 29.84 \text{ cm}^2 > 8.4 \text{ cm}^2$

La section totale adoptée est égale à :

La section totale adoptée est de **29.84 cm² (12 HA20 + 22HA8)**

B. Armature horizontale

$$A_H \geq \max\left(\frac{A_{v \text{ ad}}}{4}; 0.15\%B\right) = \max(7.46; 8.4) = 8.4 \text{ cm}^2$$

Soit $A_H = 14\text{HA}10 = 10.92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

C. Armature transversale

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

VI.4.6 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{2251.48 \times 10^3}{0.56 \times 10^6 + 15 \times 29.84 \times 10^2} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.02 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

VI.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

A. D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 494.886}{0.2 \times 0.9 \times 2 \times 10^3} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.6 \text{ MPa}.$$

B. D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{494.886}{0.2 \times 0.9 \times 2.66 \times 10^3} = 0.98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.98 \leq \bar{\tau}_u = 4.75 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'ensemble des calculs sont donné sous forme de tableaux. Pour les voiles 7 et 8 dans les différentes zones.

- Zone I : VS, RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- ZoneII : du 4^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage.
- ZoneIII : 9^{ème} et 10^{ème} étage.

avoile	L(m)	e(m)	B(m2)	I(m4)	cas	Nu(Kn)	Mu(kN.m)	Obs	σ_{max} MPa	σ_{min} MPa	Lt (m)	d(m)	M (KNm)	At (Cm ²)	At max (cm ²)	Atmin (Cm ²)	Ac (Cm ²)	Ac adop	T (KN)	Atot Cm ²	Atot min Cm ²	Atot adop C(m ²)	Ah (Cm ²)	Tu (MPa)	Tb MPa	NS (Kn)	σ_{bc} (MPa)
Zone1 voile7	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 1	762.37	1525.239	SPC	7.20	- 4.47	1.73	2.66	2192.31	44.45	18.36	7.28	4.48	11.00	494.88	29.84	8.40	12HA20 e=10 22HA8 e=8	14HA10 10.92 es=20cm	0.98	1.37	2251.48	4.02
	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 2	5202.42	2395.238	SEC	18.46	0.12	/	2.66	/	0.00													
	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 3	1338.5	2784.562	SPC	13.05	- 8.27	1.71	2.66	3955.71	11.89													
Zone1 voile8	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 1	679.84	1033.413	SPC	11.46	- 7.68	1.08	1.71	1475.31	8.77	8.77	6.19	2.88	11.00	168.19	19.04	5.40	8HA16 e=10 14HA8 e=15	14HA10 10.99 ES=20	0.52	0.73	1758.60	4.89
	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 2	2023.6	842.934	SPC	13.43	- 2.18	1.55	1.71	2158.24	11.17													
	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 3	2421.2	136.787	SEC	7.99	5.46	/	1.71	/	0.00													
Zone2 voile7	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 1	240.59	1072.709	SPC	4.53	- 3.68	1.55	2.66	1283.23	20.54	20.54	6.19	4.48	11.00	395.09	23.06	8.40	12HA16 e=10 22HA8 e=8	14HA10 10.92 es=20	0.78	1.10	1438.92	2.57
	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 2	1968.71	95.156	SEC	3.88	3.15	/	2.66	/	0.00													
	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 3	2577.59	1097.61	SEC	8.80	0.40	/	2.66	/	0.00													
Zone2 voile8	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 1	1310.6	300.345	SEC	6.42	0.86	/	1.71	/	0.00	-7.03	13.00	2.88	11.00	152.59	17.150	5.40	10HA14 e=10 14HA8 e=15	14HA10 10.92 es=20	0.47	0.66	1141.14	3.17
	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 2	1562.2	57.66	SEC	4.87	3.81	/	1.71	/	0.00													
	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 3	971.74	383.623	SPC	6.25	- 0.85	1.58	1.71	1015.25	-7.03													
Zone3 voile7	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 1	71.8	131.566	SPC	0.63	-0.38	1.76	2.66	194.39	3.94	3.94	7.03	4.48	11.00	148.28	17.78	8.40	12HA12 e=10 22HA8 e=8	14HA10 10.92 es=20	0.29	0.41	416.80	0.74
	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 2	577.74	235.55	SEC	1.93	0.13	/	2.66	/	0.00													
	2.8	0.2	0.56	0.366	cas 3	569.5	14.853	SEC	1.07	0.96	/	2.66	/	0.00													
Zone3 voile8	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 1	216.42	85.54	SPC	1.39	-0.19	1.58	1.71	226.21	-1.72	1.51	14.00	2.88	11.00	137.69	15.35	5.40	10HA12 e=10 14HA8 e=15	14HA10 10.92 es=20	0.42	0.59	323.22	0.90
	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 2	441.91	66.289	SEC	1.84	0.61	/	1.71	/	0.00													
	1.8	0.2	0.36	0.097	cas 3	55.03	141.33	SPC	1.46	-1.16	1.01	1.71	177.10	1.51													

Pour les sections entièrement comprimées le calcul s'est fait en flexion composée est le béton reprend suffisamment les efforts $A_s=0 \text{ cm}^2$

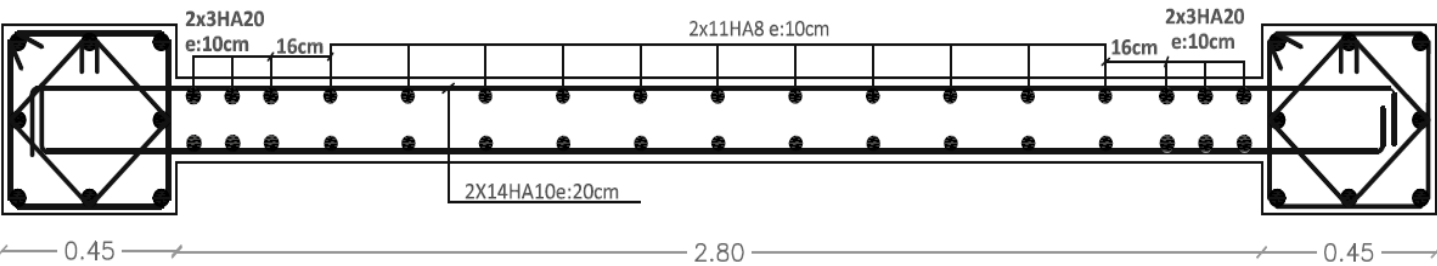


Figure VI.4.1 : Exemple de ferraillage du voile 7 en Zone I.

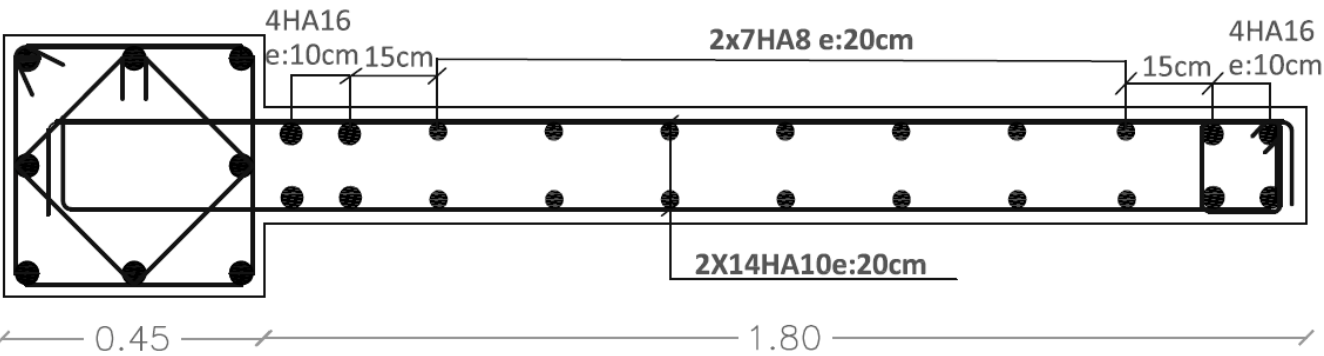


Figure VI.4.1 : Exemple de ferraillage du voile 8 en Zone I.

VI.5. Etude des linteaux :**VI.5.1. Linteau 01 (zone I) RDC au 3^{ème}.**

- **Méthode de calcul :**
 - ▶ **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

b_0 : Epaisseur du linteau. = 20 cm.

h : Hauteur totale de la section brute ($h=86$ cm)

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h=77.4$ cm)

$$\bar{V} = 1.4 (482.06) = 674.884 \text{ MPa.}$$

$\tau_b = 4.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ la condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

- **Ferrailage du linteau :**

$$\tau_b = 4.36 \text{ MPa} \geq 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \quad (\text{Cisaillement prépondérant})$$

Dans ce cas les efforts internes (M et V) sont véhiculés suivant l'axe moyen des armatures diagonales. A_D .

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$t_{g\alpha} = \frac{h - 2 d'}{2 a} = \frac{86 - 2 \times 5}{110} = 0.69$$

$$\alpha = 34.64^\circ$$

V : effort tranchant sans majoration ($V = 482.06$ KN)

d' : distance d'enrobage des armatures.

$$A_D = \frac{482.06 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 34.64} = 1060 \text{ mm}^2 = 10.60 \text{ cm}^2.$$

On opte 4 HA 20 maintenues par des cadres Ø 6 espacés de 10 cm.

$$A_D = 12.56 \text{ cm}^2.$$

A ces armatures A_D il y a lieu d'ajouter des armatures longitudinales (supérieures et inférieures), armatures transversales et des armatures de peau suivant les minimum réglementaires.

- **Armatures minimales longitudinales :**

$$(A_L^{min}, A_L^{min}) \geq 0.0015 b h = 0.0015 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Soit 2 HA 14

$$(A_L^{min}, A_L^{min}) = 3.06 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures minimales transversales A_t^{min} :**

$$\tau_b = 3.45 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t^{min} > 0.025 b S$$

Avec : S : espacement des armatures transversales.

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \text{ cm}.$$

On prend: S = 20 cm.

$$A_t^{min} > 0.025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2.$$

On prend 2 HA8 = 1 cm².

On dispose le premier cadre à 5 cm et le deuxième à 20 cm.

- **Armatures minimales de peau A_c : (en section courante)**

$$A_c \geq 0.002 b h = 0.002 \times 20 \times 86 = 3.44 \text{ cm}^2 \text{ disposées en 2 nappes.}$$

Soit 4 AH 12 $A_c = 4.52 \text{ cm}^2$.

Ancrage des armatures dans les trumeaux :

$$A_l \geq \frac{h}{4} + 50 \varnothing = \frac{86}{4} + 50 (1.4) = 91.5 \text{ cm}$$

$$A_l = 95 \text{ cm}.$$

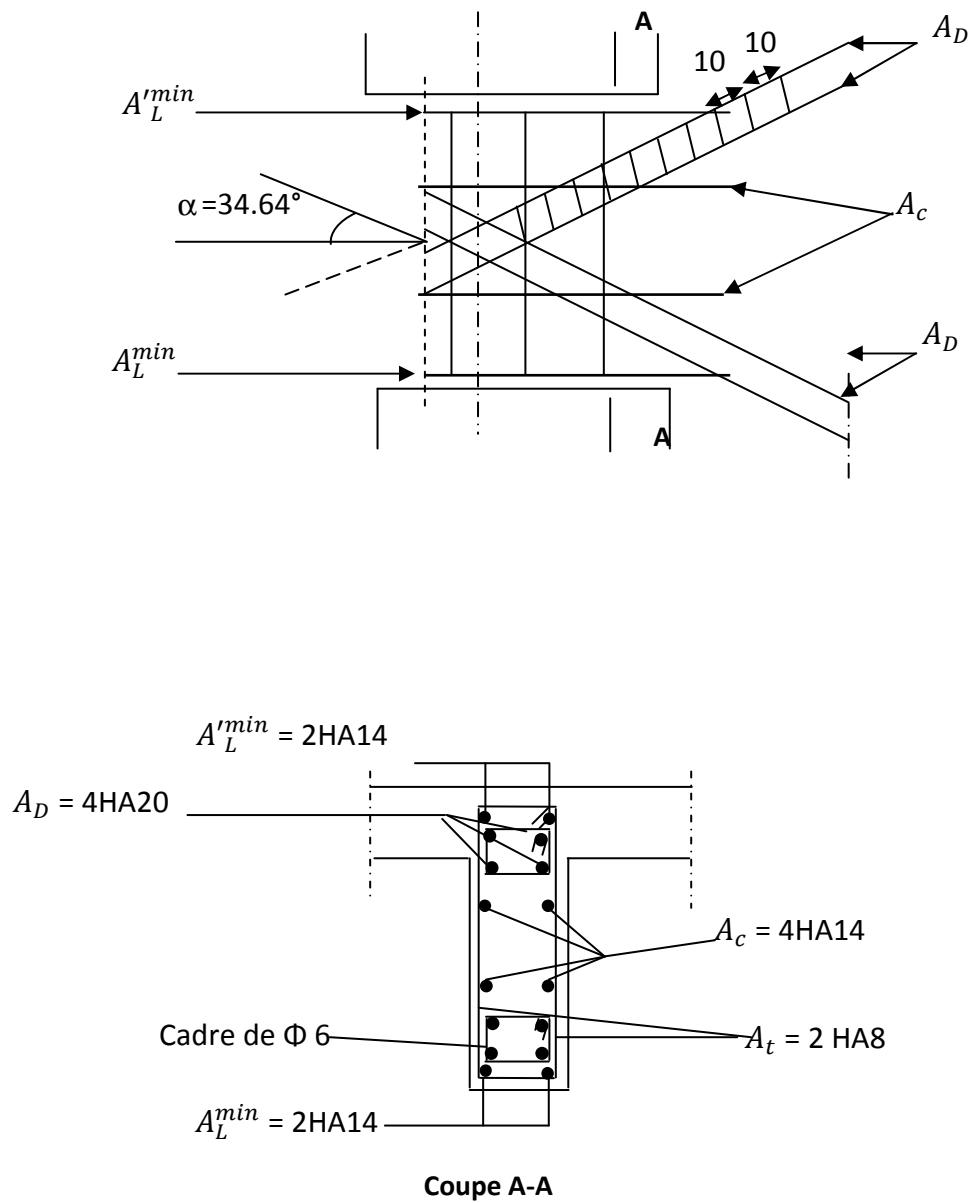


Figure VI.5.1. Plan de ferrailage du linteau 1 en Zone I

Linteau 01 (zone III) :**Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

$$\bar{V} = 1.4 (113.16) = 158.424 \text{ KN}$$

$\tau_b = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ la condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

Ferrailage du linteau :

$$\tau_b = 4.36 \text{ MPa} \leq 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \quad (\text{Cisaillement modéré.})$$

Ce linteau est sollicité en flexion simple et sera ferrillé avec :

Des armatures longitudinales (supérieures et inférieures) de flexion: A_l

Des armatures longitudinales : A_t

Des armatures de peau (en partie courante) : A_c

Armatures longitudinales A_l :

$$(A_L^{min}, A_L^{min}) \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : M : moment due à l'effort tranchant.

$$M = \bar{V} a = 1.4 \times 113.16 \times \frac{1.1}{2} = 87.133 \text{ KNm.}$$

$$z = h - 2 d'$$

$$A_l \geq \frac{87133000}{760 \times 400} = 286.62 \text{ mm}^2 = 2.87 \text{ cm}^2.$$

Soit 2HA14 Donc : $A_L = 3.08 \text{ cm}^2$.

Armatures longitudinales A_t :

Le ferrailage dépend de l'élancement géométrique de l'élément.

$$\lambda_g = \frac{2a}{h} = \frac{1.1}{0.86} = 1.3 > 1 \text{ (linteau long)}$$

On suppose $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}} = \frac{100.400 \cdot 760}{158.424 \times 10^3} = 191.89 \text{ mm} = 19.2 \text{ cm}.$$

On prend $S = 18 \text{ cm}$.

Vérification :

$$S = 18 \text{ cm} < \frac{h}{4} = 21.5 \text{ cm}.$$

Vérification aux armatures minimales réglementaire :

- $(A_L^{min}, A_L^{min}) = 0.0015 b h = 0.0015 \times 20 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$.

$$(A_L, A'_L) = 3.08 \text{ cm}^2 > (A_L^{min}, A_L^{min}) = 2.58 \text{ cm}^2.$$

- $\tau_b = 1.02 > 0.025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ MPa}$
 $A_t = A_L^{min} = 1 \text{ cm}^2$.

- **Armatures de peu A_c :**

$$A_c \geq 0.002 b h = 0.002 \times 20 \times 86 = 3.44 \text{ cm}^2.$$

On prend $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Ancrage des armatures :

$$A_l \geq \frac{h}{4} + 50 \varnothing = \frac{86}{4} + 50 (1.4) = 91.5 \text{ cm}.$$

$$A_l = 95 \text{ cm}.$$

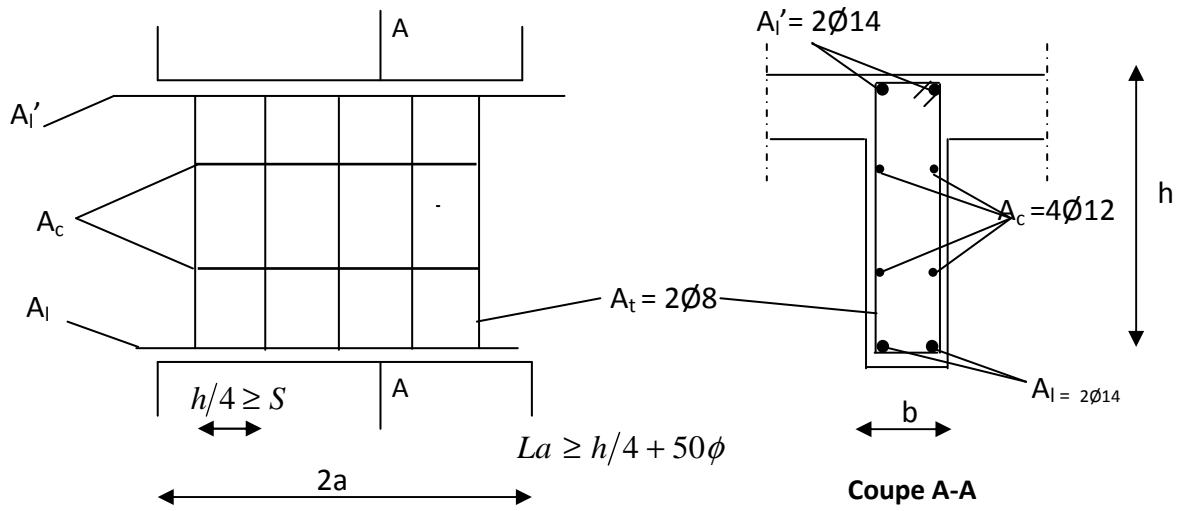


Schéma de ferrailage des linteaux

Les résultats de ferrailage des deux linteaux sont résumés dans le tableau suivant :

		Linteau 01			Linteau 02		
		Zone I	Zone II	Zone III	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
	2a (m)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	d (m)	0.774	0.774	0.774	0.774	0.774	0.774
	d' (m)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	z (m)	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
Contraintes de cisaillement	V_u (KN)	482.06	360.08	113.16	477.41	351.68	78.14
	\bar{V} (KN)	674.884	402.9	158.42	668.37	492.35	109.39
	M (KNm)	/	/	87.13	/	/	60.17
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
	τ_b (MPa)	4.36	2.60	1.02	4.32	2.27	0.71
Ferrailage des linteaux		$0.06f_{28}$ (MPa)	1,5	1,5	1,5	1,5	1.5
		Type de cisaillement	prépondérant	prépondérant	modéré	prépondérant	modéré
		A_D (cm ²)	10.60	7.92	/	10.47	7.73
		Choix des barres	4HA20	4HA16	/	4HA20	4HA16
		($A_1 = A_1'$)	/	/	2.86	/	/
		Choix des barres	/	/	2HA14	/	2HA12
		λ_g	1,3	1.3	1.3	1.3	1.3
		S (cm)	20	20	18	20	20
		A_t (cm ²)	/	/	1	/	/
		Choix des barres	/	/	2HA8	/	2HA8
	minimum de RPA	(A_L^{min}, A_L^{min}) (cm ²)	2.58	2.58	2.58	2.58	2.58
		Choix des barres	2HA14	2HA14	/	2HA14	2HA14
		A_t^{min} (cm ²)	1	1	1	1	1
		Choix des barres	2HA14	2HA14	/	2HA14	/
		A_c (cm ²)	3.44	3.44	3.44	3.44	3.44
		Choix des barres	4HA14	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12

Voile périphérique :

Toute structure ayant un vide au dessous de niveau de base formée des poteaux courts (vide sanitaires) doit ceinturer cette ossature d'un voile périphérique d'une manière continue entre les fondations et le niveau de base.

Le dimensionnement minimum réglementaire (RPA):

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

On opte pour $e_p = 20 \text{ cm.}$

Le ferrailage :

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur suivant les deux sens.

Le pourcentage minimum des armatures : est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.

Sens x-x :

$$A_{tx}^{min} = \frac{0.1 (b \times h)}{100} = \frac{0.1 (20 \times 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2.$$

On prend 5 HA8/ml espacées de $S_t = 20 \text{ cm/ml}$

$$\text{Donc: } A_{tx}^{min} = 2.51 \text{ cm}^2.$$

Sens y-y :

$$A_{tx}^{min} = \frac{0.1 (b \times h)}{100} = \frac{0.1 (20 \times 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2.$$

On prend 5 HA8/ml espacées de $S_t = 20 \text{ cm/ml}$

$$\text{Donc: } A_{tx}^{min} = 2.51 \text{ cm}^2.$$

NB : Les armatures sont constituées de deux nappes.

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure.

IX -1- 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 extérieures.

➤ **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.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés 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 -2- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'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 1.5 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.1m.

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.

Pré-dimensionnement des semelles :

IX -2-1) Semelle isolé :

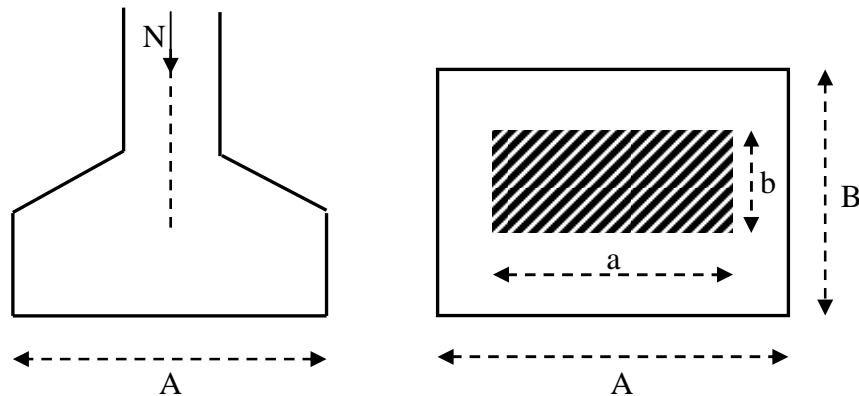
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » à l'ELS qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$



Pour le calcul nous allons prendre les poteaux du coté gauche de l'axe y-y

poteaux	N (kN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ kN/m ²	s	b
c5	860.81	200	4.30405	2.07462045
c3	824.39	200	4.12195	2.0302586
c1	683.55	200	3.41775	1.84871577
c6	961.76	200	4.8088	2.19289763
c13	1464.31	200	7.32155	2.70583628
c21	853.07	200	4.26535	2.06527238
c33	1082.92	200	5.4146	2.32692931

B max =2.75 m

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX -2-2) Semelles filantes :**IX -2-2-1) Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles:

voiles	N (kN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²)	S (m ²)	B m	L m
voile1	4495.72	200	22.4786	3.55	6.332
voile 7	3682.98	200	18.4149	3.55	5.18729577
voile 6	1691.86	200	8.4593	1.82	4.64796703
voile 8	1884.21	200	9.42105	2.3	4.0961087
voile 9	2833.17	200	14.16585	2.65	5.34560377

Surface des semelles sous voiles = 65.85 m²

IX -2-2-2) Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**a) 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.

b) Etape de calcul :

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ File A

poteau	N (kN)	ei (m)	N X ei	Mi kNm
c5	752.78	4	3011.12	3.15
c3	735.72	0.7	515.004	4.796
c1	601.22	-4	-2404.88	4.762
somme	2089.72	/	1121.244	12.708

e(m)	L (m)	Qmin (KN)	Qmax (KN)	q(l/4) (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²)	B (m)	S (m ²)
0.54263346	8	154.907	367.523	314.369	150	2.0957933	16.7663467

❖ File B

poteau	N (kN)	ei (m)	N X ei	Mi kNm
c6	854.91	-4	-3419.64	7.398
c7	2066.58	0.7	1446.606	9.39
somme	2921.49		-1973.034	16.788

e(m)	L (m)	Qmax (KN)	Qmin (KN)	q(l/4) (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²)	B (m)	S (m ²)
-0.6696055	8	160.531172	53.1963277	80.030038	200	0.40015019	3.20120155

❖ File D

poteau	N (kN)	ei (m)	N X ei	Mi kNm
c13	1322.64	2.43	3214.0152	2.897
c21	661.25	-2.43	-1606.8375	4.525
somme	1983.89		1607.1777	7.422

e(m)	L (m)	Qmin (KN)	Qmax (KN)	q(l/4) (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²)	B (m)	S (m ²)
0.81385546	5.27	27.6349283	725.264502	367.25103	200	1.83625515	9.67706465

❖ File D

poteau	N (kN)	ei (m)	N X ei	Mi kNm
c33	938.77	1.55	1455.0935	5.802
c30	1011.55	-1.55	-1567.9025	1.778
somme	1950.32		-112.809	7.58

e(m)	L (m)	Qmax (KN)	Qmin (KN)	q(l/4) (KN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²)	B (m)	S (m ²)
-0.0539547	3.55	288.557034	240.327473	252.384863	200	1.26192432	4.47983132

Pour calculer la surface totale des semelles filantes, nous allons multiplier les résultats trouvés dans les tableaux par (2) pour cause de symétrie par rapport à l'axe y-y.

❖ Surface totale des semelles filantes :

S voiles m ²	S poteaux m ²	S totale m ²
131.71	59.86	191.578

$$191.578 \text{ m}^2 > 0.5 \times (283.88) = 141.94 \text{ m}^2$$

Conclusion :

Les semelles 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 -2-3) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués 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 meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

IX -2-3-1) Pré dimensionnement du radier :

IX -2-3-1-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

IX -2-3-1-2) Selon la condition forfaitaire :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 25 \text{ cm}$$

h_d : épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale.

$$L_{\max} = 450 \text{ cm}$$

Tablier : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

Poutre ou nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 60 \text{ cm}.$$

IX -2-3-1-3) 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.

$$D'où : \quad h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.91 \text{ m}$$

On prend $h_n = 1 \text{ m}$

IX -2-3-1-4) Dalle flottante :

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis}).$$

$$L_{\max} = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{50} \leq h_t \leq \frac{405}{40} \Rightarrow 8.1 \text{ cm} \leq h_t \leq 10.125 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 10 cm

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

(Hauteur de la nervure) : $h_n = 1 \text{ m}$

(Largeur de la nervure) : $b_n = 50 \text{ cm}$

(Hauteur du tablier) : $h_d = 25 \text{ cm}$

(Hauteur de la dalle flottante) : $h_t = 10 \text{ cm}$

IX -2-3-1-5) Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u (ELU) = 54338.84 \text{ KN}$$

$$N_s (ELS) = 39687.09 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{54338.84}{1.33 \times 200} = 272.37 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{39687.09}{1.33 \times 200} = 198.9 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 283.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} > \max (272.37, 198.9) = 272.37 \text{ m}^2$$

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal de largeur L_d qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(50 ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de largeur $L_{débord} = 50 \text{ cm}$

IX -2-3-1-6) Détermination de la surface du débord :

$$S_{débord} = (9.4+13.1+8.75+13.1+9.4+7.74+1.04+1.54+1.04+7.74) \times 0.5 = 36.425 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : la surface totale du radier : } S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 283.88 + 36.425 = 320.305 \text{ m}^2$$

➤ **détermination des efforts :**

❖ **charge permanente :**

$$G_{bâtiment} = 39687.09 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

G_{radier} = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

$$\text{❖ Poids du tablier} = S_{radier} \times h_{tablier} \times \text{poids volumique du béton} = 320.305 \times 0.25 \times 25 = 2001.9 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ Poids des nervures} &= \text{longueur des nervures} \times b_n \times (h_n - h_{tablier}) \times \text{poids volumique du béton} \\ &= (170 \times 0.50) \times (1.0 - 0.25) \times 25 = 1593.75 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ poids du remblai} &= [(S_{radier} \times (h_n - h_{tablier} - h_t)) - (\text{volume des nervures})] \times \text{poids volumique du remblai} \\ &= [(320.305 \times (1 - (0.25 + 0.10))) - (170 \times 0.50)(1 - (0.25 + 0.10))] \times 17 = 2600.12 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ Poids de la dalle flottante} &= [(S_{bâtiment} \times h_t) - \text{longueur des nervures} \times b_n \times h_t] \times 25 \\ &= ((283.88 \times 0.10) - (170 \times 0.5 \times 0.10)) \times 25 = 497.2 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\text{❖ } G_{radier} = 2001.9 + 2600.12 + 1593.75 + 497.2 = 6692.97 \text{ KN}$$

$$G_{bâtiment} = 34612.09 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

$$G_t = G_{bâtiment} + G_{radier} = 34612.09 + 6692.97 = 41305.06 \text{ KN}$$

❖ **charge d'exploitation**

$$Q_{bâtiment} = 5075 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)}$$

$$Q_{radier} = 1.5 \times S_{radier} = 1.5 \times 320.305 = 480.46 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bâtiment} + Q_{radier} = 5075 + 480.46 = 5555.46 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

- ELU : $N_u = 1,35 \times 41305.06 + 1.5 \times 5555.46 = 64095.02 \text{ KN}$
- ELS : $N_s = 41305.06 + 5555.46 = 46860.52 \text{ KN}$.

IX –3) Vérification :**IX –3-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1m; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,25 = 0,225m$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{64095.02 \times 1}{320.305} \times \frac{4.5}{2} = 450.24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{450.24}{1 \times 0,225} = 2001.06 \text{ kN} / m^2 = 2MPa$$

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

$$\tau_u = 2 < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX –3-2) Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.00 m

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$$P = G_t = 41305.06 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 320.305 \times 10 \times 1 = 4804.58 \text{ KN}$$

$$P = 41305.06 \text{ KN} \geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 4804.58 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

IX –3-3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau aussi pour le voile.

μ_c : Périmètre du contour 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).

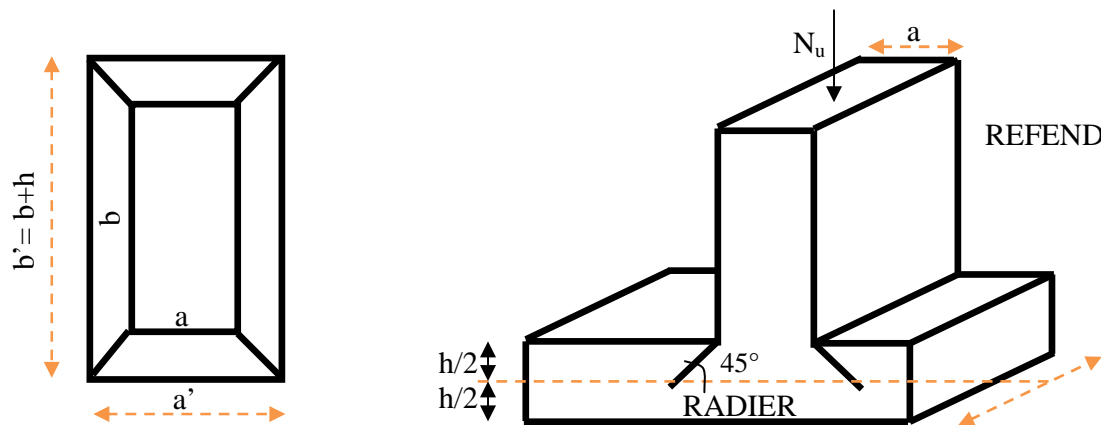


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

b

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 1464.31 \text{ KN} \quad \text{l'effort normal maximum (poteau C13)}$$

$$\left(\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \left(\frac{0.07 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} \right) = 6766.7 \text{ KN}$$

$$N_u = 1464.3 \text{ KN} < 6766.7 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + (2 \times h)) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 1.00)) = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u = 4495.72 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0.07 \times 6.4 \times 1.10 \times 25000}{1.5} \right) = 8213.33 \text{ KN}$$

$$N_u = 4495.72 \text{ KN} < 8213.33 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IX –3-4) 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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0x} = 47082.230 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 2704.05 \text{ KN}$$

$$M_x = 47082.230 + 2704.05 \times 1 = 49516.28 \text{ KN m}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0y} = 45523.79 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 2434.72 \text{ KN}$$

$$M_y = 47082.23 + 2434.72 \times 1 = 48227.847 \text{ KN m}$$

Avec :

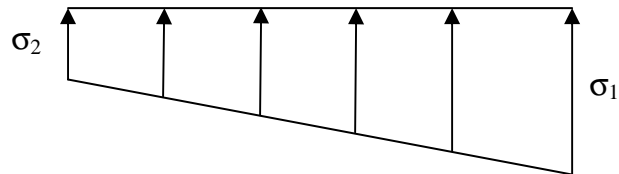
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

$h = 1.00 \text{ m}$: 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 :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Figure. Diagramme des contraintes

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

a) Les inerties : suivant les axes principaux de l'étude sismique.

$$I_{yy} = 32550.92 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = 9307.23 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

- **l'ELU:** $M_x = 49516.28 \text{ KN m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{64095.02}{320.305} + \frac{49516.28}{32550.92} \times 13.8 = 213.3 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{64095.02}{320.305} - \frac{49516.28}{32550.92} \times 13.8 = 186.9 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 213.3 + 186.9}{4} = 206.7 \text{ KN / m}^2 ; \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ N / m}^2$$

$$\sigma_m < \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{46860.52}{320.305} + \frac{49516.28}{32550.92} \times 13.8 = 159.5 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{46860.52}{320.305} - \frac{49516.28}{32550.92} \times 13.8 = 133.1 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 159.5 + 133.1}{4} = 152.9 \text{ KN / m}^2 ; \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :** $M_y = 48227.847 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{64095.02}{320.305} + \frac{48227.847}{9307.23} \times 8.68 = 271.7 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{64095.02}{320.305} - \frac{48227.847}{9307.23} \times 8.68 = 128.5 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 271.7 + 128.5}{4} = 235.9 \text{ KN / m}^2$$

$$1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 235.9 < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 266 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'ELS :** $M_y = 48227.847 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{46860.52}{320.305} + \frac{48227.847}{9307.23} \times 8.68 = 218.06 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{46860.52}{320.305} - \frac{48227.847}{9307.23} \times 8.68 = 74.54 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 218.06 + 74.54}{4} = 182.3 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 182.3 < \overline{\sigma_{sol}} = 200 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX –4) Ferrailage du radier :

IX –4-1) Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur 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^{ème} 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 :

- Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

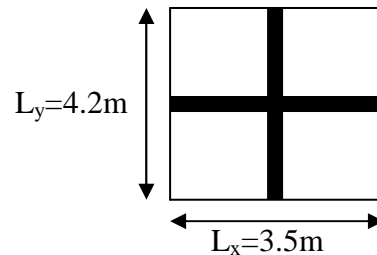
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

IX –4-1-1) Identification du panneau :

$$L_x = 3.50 \text{ m} ; L_y = 4.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.2} = 0,83$$

$$0,4 \leq \rho = 0,76 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaillera dans les deux sens}$$



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.

$$\text{L'E.L.U : } \sigma_m^{\max} = 235.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{um} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (235.9 - \frac{9515.97}{320.305}) \times 1\text{m} = 206.2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{L'E.L.S : } \sigma_m^{\max} = 182.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{sm} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (182.3 - \frac{9515.97}{320.305}) \times 1\text{m} = 152.6 \text{ KN/ml}$$

IX –4-1-2) Calcul a' L ELU :

$$q_u = 206.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0531 \\ U_y = 0,649 \end{cases}$$

IX –4-1-3) Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_{um} \times (l_x)^2 = 0,0531 \times 206.2 \times (3.5)^2 = 134.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,649 \times 134.13 = 87.05 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de ce panneau de dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

IX -4-1-4) Ferrailage dans le sens x - x :

➤ Aux appuis :

$$M_a = -0,5M_{0x} = -0,3 \times 134.13 = -40.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40.23 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0.058 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40.23 \times 10^3}{0,970 \times 22 \times 348} = 5.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 \times 134.13 = 113.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{113.9 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0.165 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,165 \rightarrow \beta = 0,910 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{113.9 \times 10^3}{0,910 \times 22 \times 348} = 14.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA } 20 = 15.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

IX -4-1-5) Ferrailage dans le sens y - y :

➤ Aux appuis :

$$M_a = (-0,3) \times 87.05 = 26.115 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.115 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,0383 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,0383 \rightarrow \beta = 0,980 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.115 \times 10^3}{0,980 \times 22 \times 348} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 \times 87.5 = 74.375 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74.375 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} = 0.108 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{74.375 \times 10^3}{0,943 \times 25 \times 348} = 9.06 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm

IX -5) Vérification :

IX -5-1) Vérification de non fragilité du béton :

$$A_x^{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.83}{2} \right) = 2.604 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 2.604 \text{ cm}^2.$$

Sens xx :

$$A_s^a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.604 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 15.7 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.604 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures parallèles au grand coté (l_y) :

$$A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_s^a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 10.05 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX –5-2) Espacement des armatures :

Sens x-x :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min (4h = 60\text{cm} ; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX –5-3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \overline{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4[\text{MPa}] \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = \frac{q \times l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2.b.d} = \frac{206.2 \times 3.5 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 220} = 1.53 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

IX –6) Calcul a LELS :

$$v = 0.2 \quad ; \quad q_s = 152.6 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.83 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0531 \\ U_y = 0.649 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{0x} , M_{0y} .

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0531 \times 152.6 (3.5)^2 = 99.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.649 \times 152.6 = 99.04 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_{sa} , M_{st} dans les sens.

Sens xx :

$$M_a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 99.26 = -49.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 99.26 = 84.37 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = -0.5M_{0y} = -0.5 \times 99.04 = -49.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 99.04 = 84.18 \text{ KN.m}$$

IX –6-1) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ	K	β	σ _s	σ _{bc}	σ _{bc}	obs
X- X	Appuis	49.63	5.65	0.257	46.73	0.919	437.09	9.35	15	vérifié
	Travée	84.37	15.7	0.714	25.65	0.877	278.53	10.86	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	49.52	5.65	0.257	46.73	0.919	433.50	9.28	15	Vérifié
	Travée	84.18	10.05	0.457	33.54	0.897	424.45	12.65	15	vérifié

IX -7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

➤ Sollicitation de calcul

○ A l'ELU :

$$P_u = 206.2 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-206.2 \times (0.5)^2}{2} = -25.77 \text{ KNm}$$

○ A l'ELS :

$$P_s = 152.6 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-152.6 \times (0.5)^2}{2} = -19.07 \text{ KNm}$$

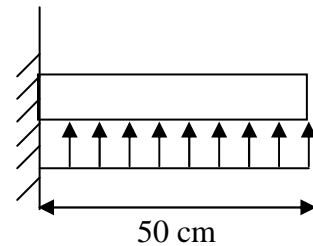


Schéma statique du débord

IX -7-1) calcul des armatures

$$b=1\text{m}; d=22\text{cm}; f_{bc}=14.2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25.77 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.037 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.037 \rightarrow \beta_u = 0.981$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{25.77 \times 10^3}{0.981 \times 22 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vue que les armatures du débord sont inférieures à celle du tablier ; et pour une meilleure disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferrailage dans les deux sens.

Sens x-x :

Soit : $5 HA 20 = 15.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens y-y :

Soit : $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

IX -7-2) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal : $15.7 \text{ cm}^2 > 2.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Sens transversal : $10.05 \text{ cm}^2 > 2.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

IX -7-2-1) Calcul de l'espacement :

C'est le même espacement que celui du tablier.

$S_t = 20 \text{ cm}$ dans les sens.

IX -7-3) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ	K	β	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
x-x	Travée	19.07	15.7	0.474	33.08	0.896	69.71	2.107	15	vérifié
y-y	Travée	19.07	10.05	0.296	43.14	0.914	109.52	2.54	15	vérifié

IX –8) Ferrailage des nervures :

A fin de trouver les efforts internes dans les nervures pour cela nous avons utilisé le logiciel ETABS en modélisant le radier général avec toutes les caractéristiques géométriques et les données notamment les chargements q_u et q_s .

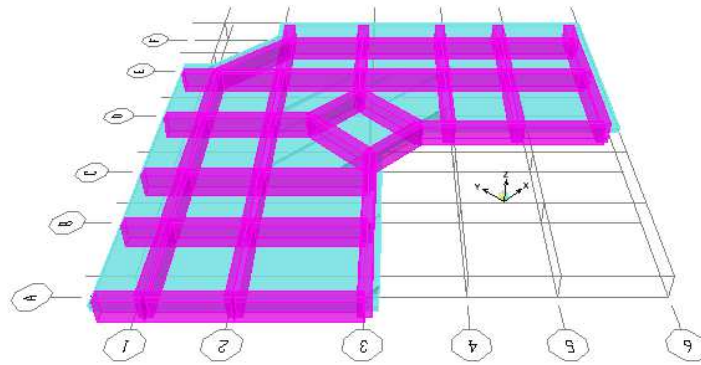


Fig Model du radier en 3D

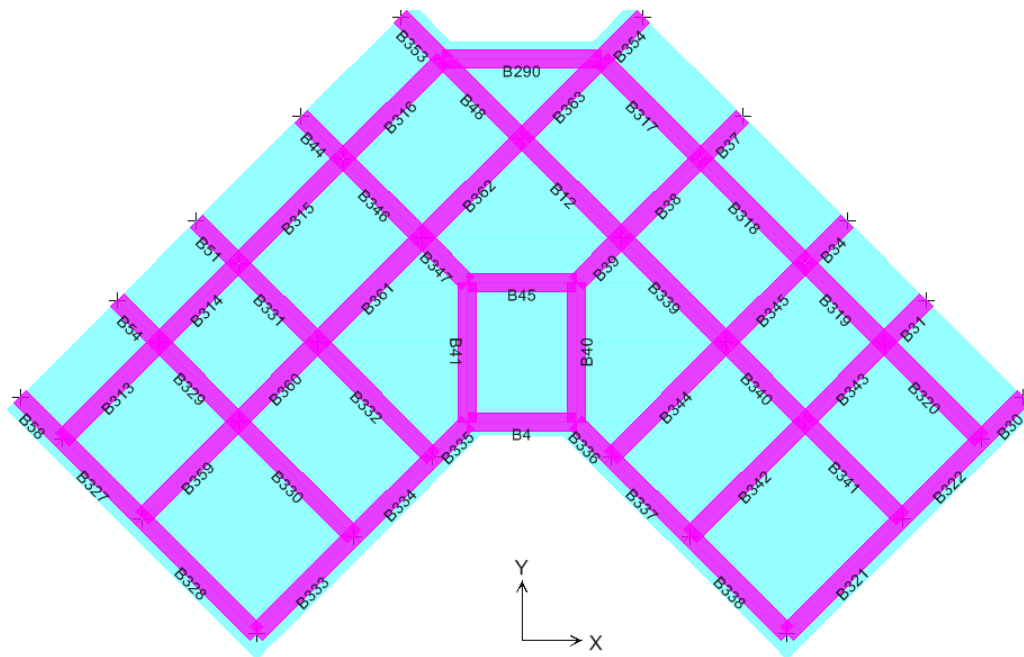


Fig Notation utilisée pour les nervures

Le calcul se fera pour les nervures de la file (2) et la file (C)s

Après analyse du logiciel nous avons tiré les résultats suivants :

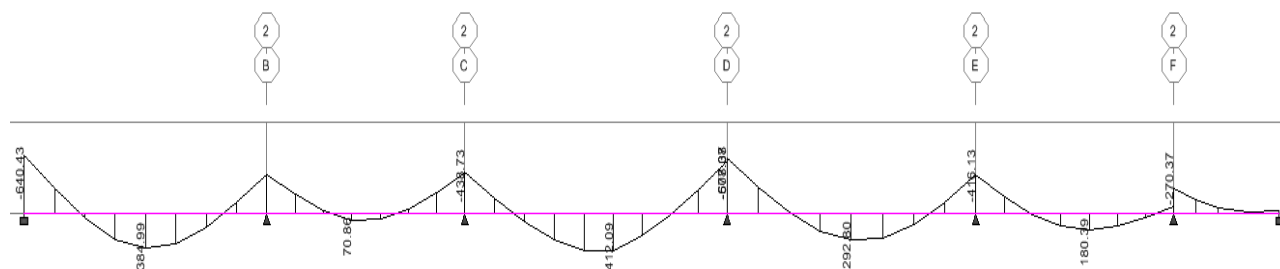


Fig Diagramme des moments fléchissants sous Q_u pour la file 2

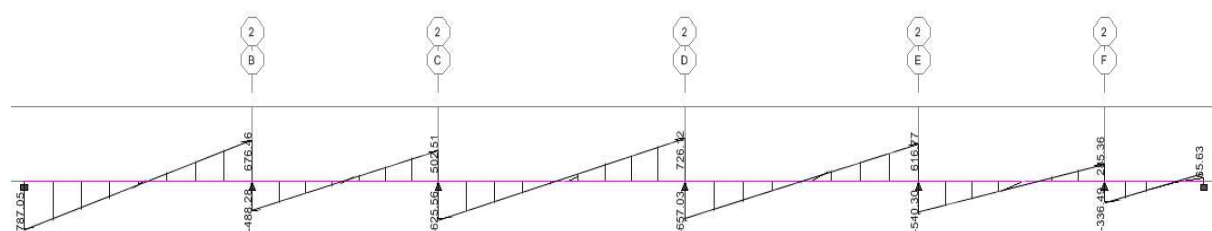


Fig Diagramme des efforts tranchants sous Q_u pour la file 2

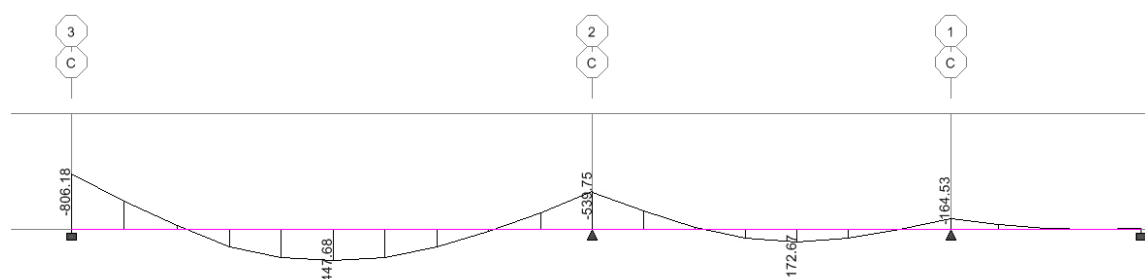


Fig Diagramme des moments fléchissants sous Q_u pour la file C

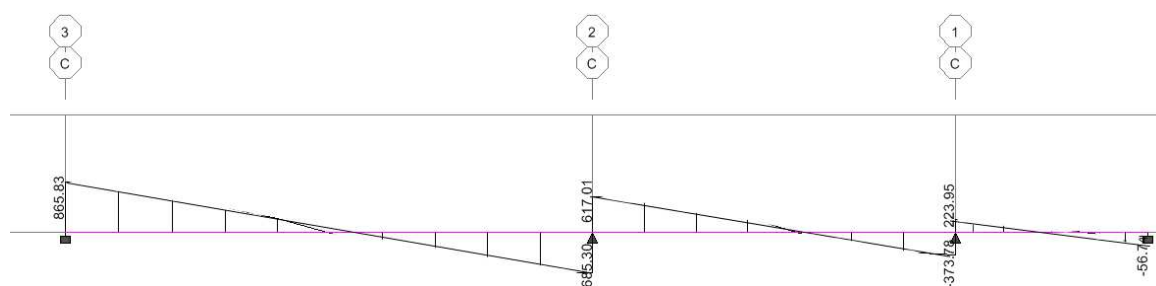


Fig Diagramme des efforts tranchants sous Q_u pour la file C

NB : les diagrammes sont renversés M_t en fibres supérieure M_a en fibres inférieures.

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$h = 100 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissurations et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant nuisible.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI -2 -2- Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

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

VI -3 - Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_{st} : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 MPa \text{ (situation courante)}$$

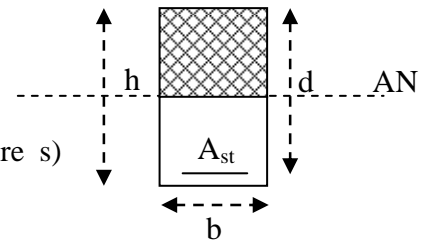
$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 MPa \text{ (situation courante)}$$

$\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ SSA (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ SDA (les armatures comprimées sont nécessaire s)

On calcul:
$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$



Avec :

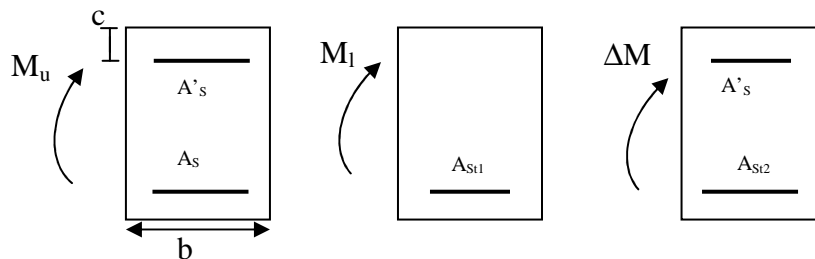
M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

▪ Armatures comprimées :

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art B.6.6 BAEL91).

Exemple de ferrailage

Notre exemple de ferrailage est pour files de nervures avec un ferrailage dans chacun des éléments avec leurs efforts internes propres.

Les files que nous allons ferrailer sont la file **C** dans le sens transversal et la file **2** dans le sens longitudinal.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux ()

:

❖ Les efforts internes dans les nervures de la file 2

Nervure	Efforts internes	Sous Qu	Sous Qs
B359	Mf max(en travée) (KN.m)	-384.995	-284.918
	Ma max (aux appuis) (KN.m)	640.429	473.955
	Vmax (KN)	787.05	/
B360	Mf max(en travée) (KN.m)	-70.857	-52
	Ma max (en appuis) (KN.m)	430.303	324.688
	Vmax (KN)	502.51	/
B361	Mf max(en travée) (KN.m)	-412.086	-304.967
	Ma max (en appuis) (KN.m)	438.73	427.067
	Vmax (KN)	726.12	/
B362	Mf max(en travée) (KN.m)	-292.799	-213.689
	Ma max (en appuis) (KN.m)	577.072	450.236
	Vmax (KN)	657.03	/
B363	Mf max(en travée) (KN.m)	-180.39	-133.5
	Ma max (en appuis) (KN.m)	608.379	307.958
	Vmax (KN)	540.3	/
B354	Ma max (en appuis) (KN.m)	270.371	200.9
	Vmax (KN)	336.49	/

❖ Ferrailages en travées

Nervure	M max KNm	obs.	AS cm ²	choix des barres Lit sup	AS adopté cm ²
B359	384.995	SSA	11.98	4HA20	12.56
B360	70.857	SSA	2.14	4HA14	6.15
B361	412.086	SSA	12.23	4HA20	12.56
B362	292.799	SSA	9.12	4HA20	12.56
B363	180.39	SSA	5.5	4HA16	8.04
B354	270.371	SSA	7.31	4HA16	8.04

❖ Ferrailages aux appuis

Nervure	M max KNm	obs.	AS cm ²	choix des barres	As Final cm ²
B359	640.429	SSA	20.43	4HA20 filantes+ 4HA16 chapeaux	20.6
B360	430.303	SSA	13.25	4HA14filantes+ 4HA16 chapeaux	14.19
B361	438.73	SSA	13.64	4HA16 filantes+ 4HA14 chapeaux	14.19
B362	577.072	SSA	18.28	4HA20 filantes+ 4HA16 chapeaux	20.6
B363	608.379	SSA	19.35	4HA16 filantes+ 4HA20 chapeaux	20.6
B354	270.371	SSA	8.31	4HA14filantes+4HA12 chapeaux	10.67

❖ Les efforts internes dans les nervures de la file c

Nervure	Efforts internes	Sous Qu	Sous Qs
B332	Mf max(en travée) (KN.m)	-447.68	-331.448
	Ma max (aux appuis) (KN.m)	806.18	596.261
	Vmax (KN)	865.83	/
B331	Mf max(en travée) (KN.m)	-172.67	-127.78
	Ma max (en appuis) (KN.m)	539.75	339.448
	Vmax (KN)	617.01	/
B51	Ma max (en appuis) (KN.m)	164.3	121.765
	Vmax (KN)	223.95	/

❖ Ferrailages en travées

Nervure	M max KNm	obs.	AS cm ²	choix des barres Lit sup	AS adopté cm ²
B359	447.68	SSA	14.06	4HA20+2HA14	15.64
B360	172.67	SSA	5.3	4HA14	6.15
B361	164.3	SSA	5.1	4HA14	6.15

❖ Ferrailages aux appuis

Nervure	M max KNm	obs.	AS cm ²	choix des barres	As Final cm ²
B359	806.18	SSA	24.15	4HA20 filantes+ 4HA20 chapeaux	25.12
B360	539.75	SSA	17	4HA16filantes+ 4HA20chapeaux	20.6
B361	164.3	SSA	5.1	4HA12 filantes+ 4HA12 chapeaux	9.04

IX –8-3) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.74 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens longitudinal :**

En appui : $A_s = 10.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $A_s = 12.3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Sens transversal:**

En appui : $A_s = 9.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $A_s = 10.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

IX –8-3-2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens transversal :

$$T_{u \max} = 787.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{787.05 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens longitudinal :

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

$$\tau_u = \frac{865.83 \times 10^3}{550 \times 1080} = 1.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX –8-3-3) Espacement des armatures transversales :**Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

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

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) = \min (25; 16.8) = 16.8 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.On prend $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

IX –8-3-4) Armature transversales minimales :

En zone nodale :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.66 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.475 \text{ cm}^2$$

IX –8-3-5) Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 \text{ m} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

IX –8-3-6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 313)

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

➤ Sens transversal :

$$V_u^{\max} = 787.02 \text{ KN} < 0.267 \times 0.50 \times 95 \times 25 \times 10^3 = 3170.625 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

➤ Sens longitudinal :

$$V_u^{\max} = 865.83 \text{ KN} < 0.267 \times 0.50 \times 95 \times 25 \times 10^3 = 3170.625 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

VI -7-Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110(u \times f_{t28})^{1/2} \} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

❖ Vérifications à l'ELS pour les nervures de la file 2

➤ En Travée

Nervure	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	observation
B359	284.918	25.12	0.53	30.87	0.891	134.00	201.63	4.34	15	vérifiée
B360	52	12.3	0.26	46.73	0.919	48.42	201.63	1.04	15	vérifiée
B361	304.967	20.6	0.43	34.5	0.973	160.16	201.63	4.64	15	vérifiée
B362	213.689	25.12	0.53	39.95	0.909	98.51	201.63	2.47	15	vérifiée
B363	133.5	16.08	0.34	35	0.9	97.10	201.63	2.77	15	vérifiée
B354	200.9	12.56	0.26	46.73	0.919	183.21	201.63	3.92	15	vérifiée

➤ Aux appuis

Nervure	M_s KN. m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
B359	200	20.6	0.43	35	0.9	113.55	201.63	3.24	15	vérifiée
B360	324.688	14.19	0.30	46.73	0.919	162.09	201.63	5.61	15	vérifiée
B361	427.067	14.19	0.30	34.5	0.973	125.59	201.63	9.44	15	vérifiée
B362	450.236	20.6	0.43	39.95	0.909	153.10	201.63	6.34	15	vérifiée
B363	307.958	20.6	0.43	35	0.9	174.85	201.63	5.00	15	vérifiée
B354	200.9	10.67	0.22	46.73	0.919	115.66	201.63	4.62	15	vérifiée

❖ Vérifications à l'ELS pour les nervures de la file 2

➤ En Travée

Nervure	M_s KN. m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
B359	331.448	28.2	0.59	28.86	0.886	139.64	201.63	4.84	15	vérifiée
B360	127.78	16.08	0.34	39.95	0.909	92.02	201.63	2.30	15	vérifiée
B361	121.765	10.67	0.22	50.79	0.924	130.01	201.63	2.56	15	vérifiée

➤ Aux appuis

Nervure	M_s KN. m	A_t cm ²	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
B359	496.261	25.12	0.53	30.87	0.891	158.39	201.63	7.56	15	vérifiée
B360	339.448	20.6	0.43	35	0.9	142.73	201.63	5.51	15	vérifiée
B361	121.765	9.04	0.19	50.79	0.924	133.45	201.63	3.02	15	vérifiée

Conclusion générale.

Quand le projet nous a été confié, Nous avons conscience de la grande tâche à la quelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs et négatifs de cette étude.

Les aspects positifs :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.
- Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferrillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres. L'aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérifications sécuritaires.

Les aspects négatifs :

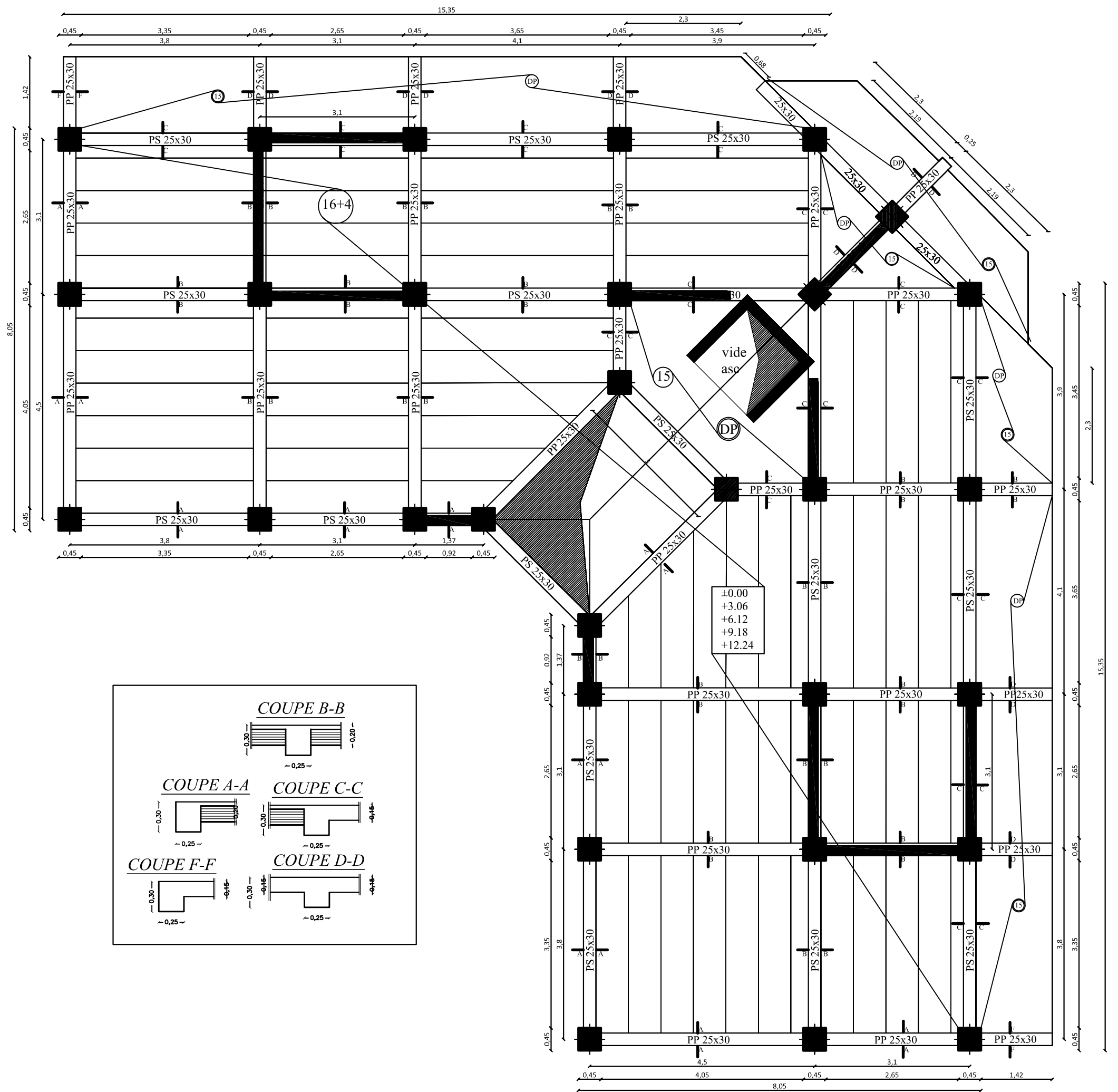
- Nous avons souhaité avoir un contreventement mixte, dont répartition des charges sismiques sont équitables entre les voiles et les portiques, mais après différents essais de dispositions de voile, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs ce qui signifie que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles. Les efforts sont importants ce qui nous ramène à un surcout économique.
- Une durée du temps importante pour l'étude et le calcul de ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

Cette étude nous a permis de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

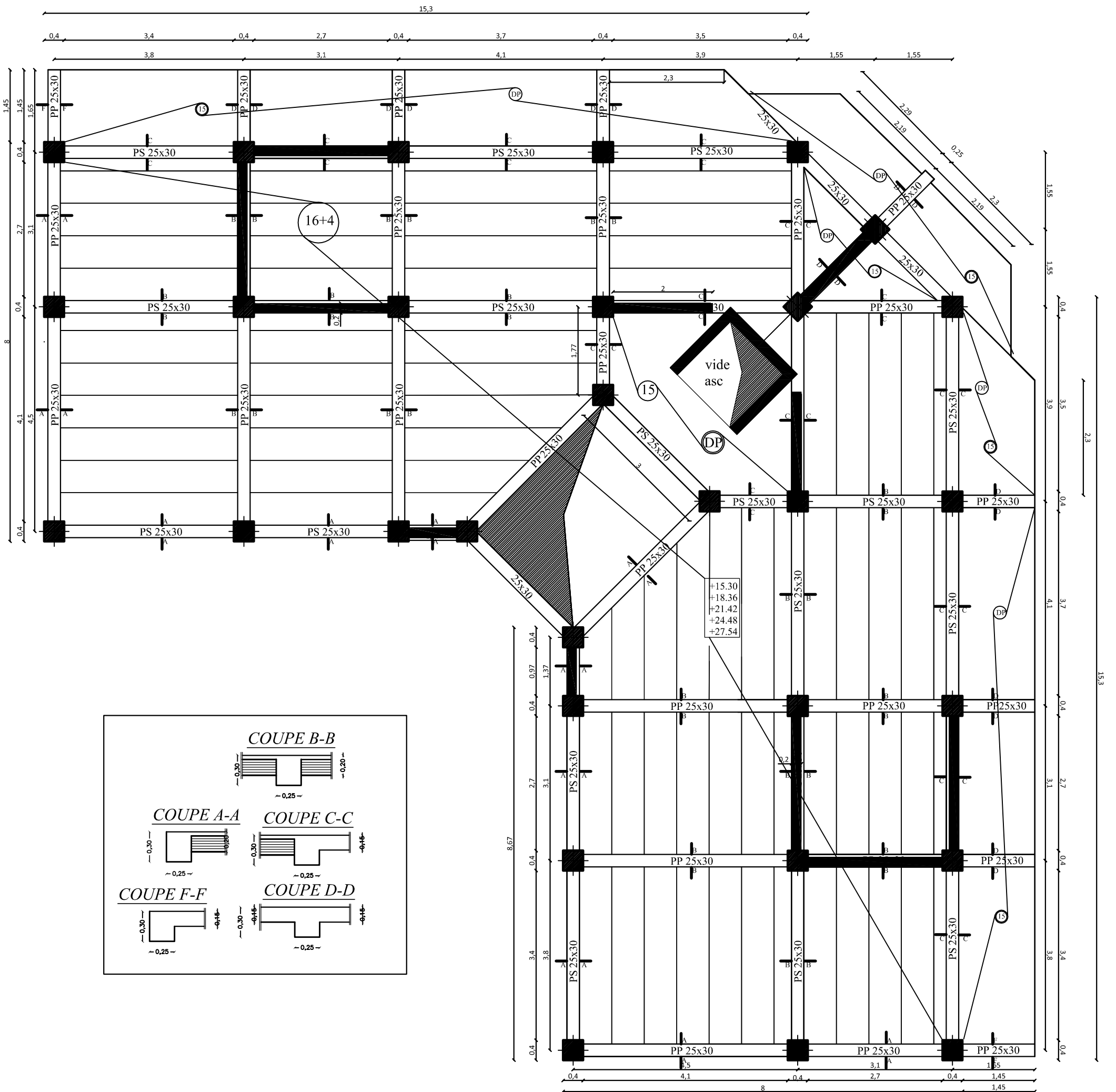
Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

Références bibliographiques.

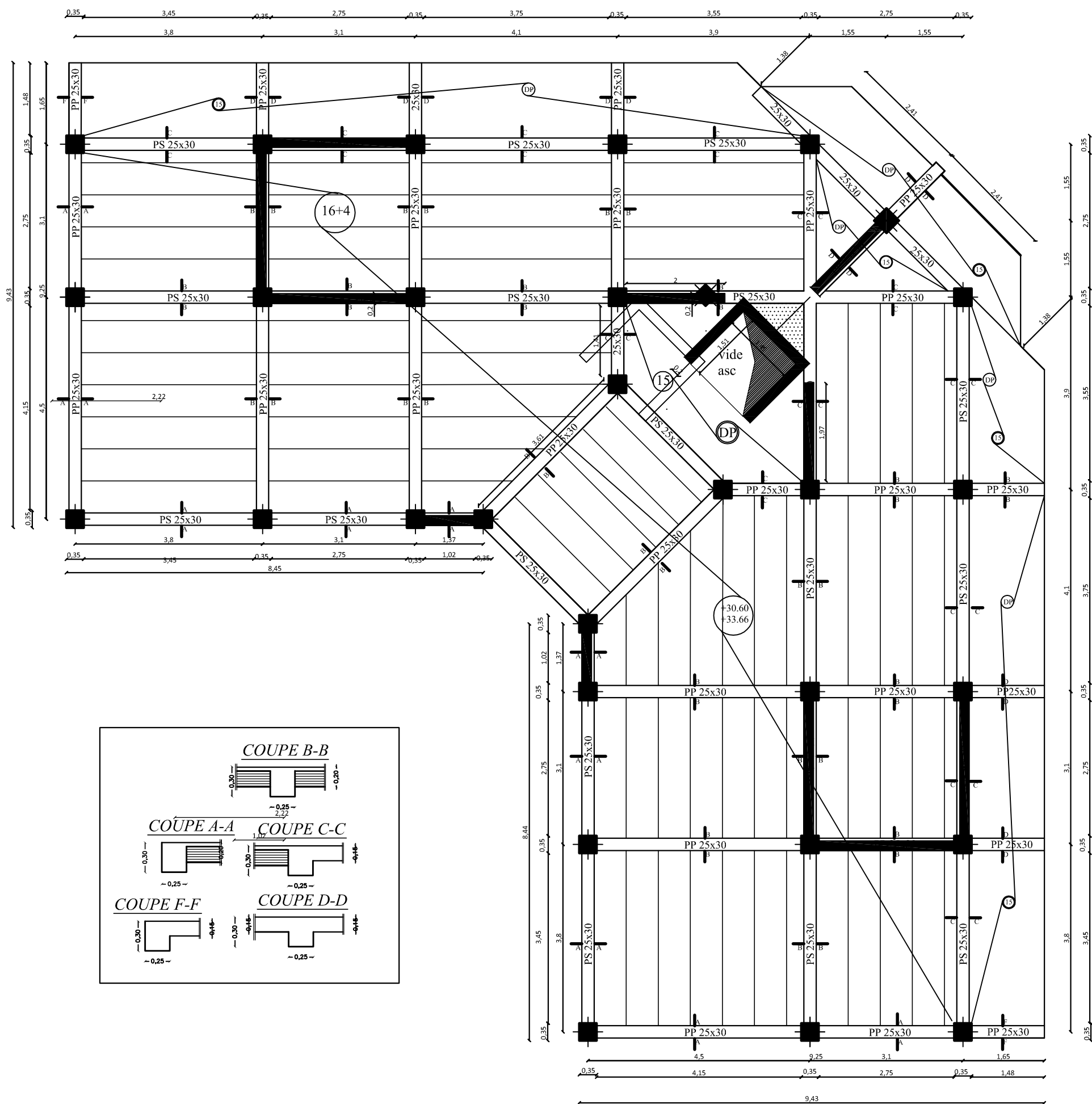
- *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
- *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*
- *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*
- *Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).*
- *Tables de barres calcul des dalles pleines et parois.*
- *Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)*
- *André coin, calcul des Bâtiments en béton armé, septembre 1999, édition Eyrolles*



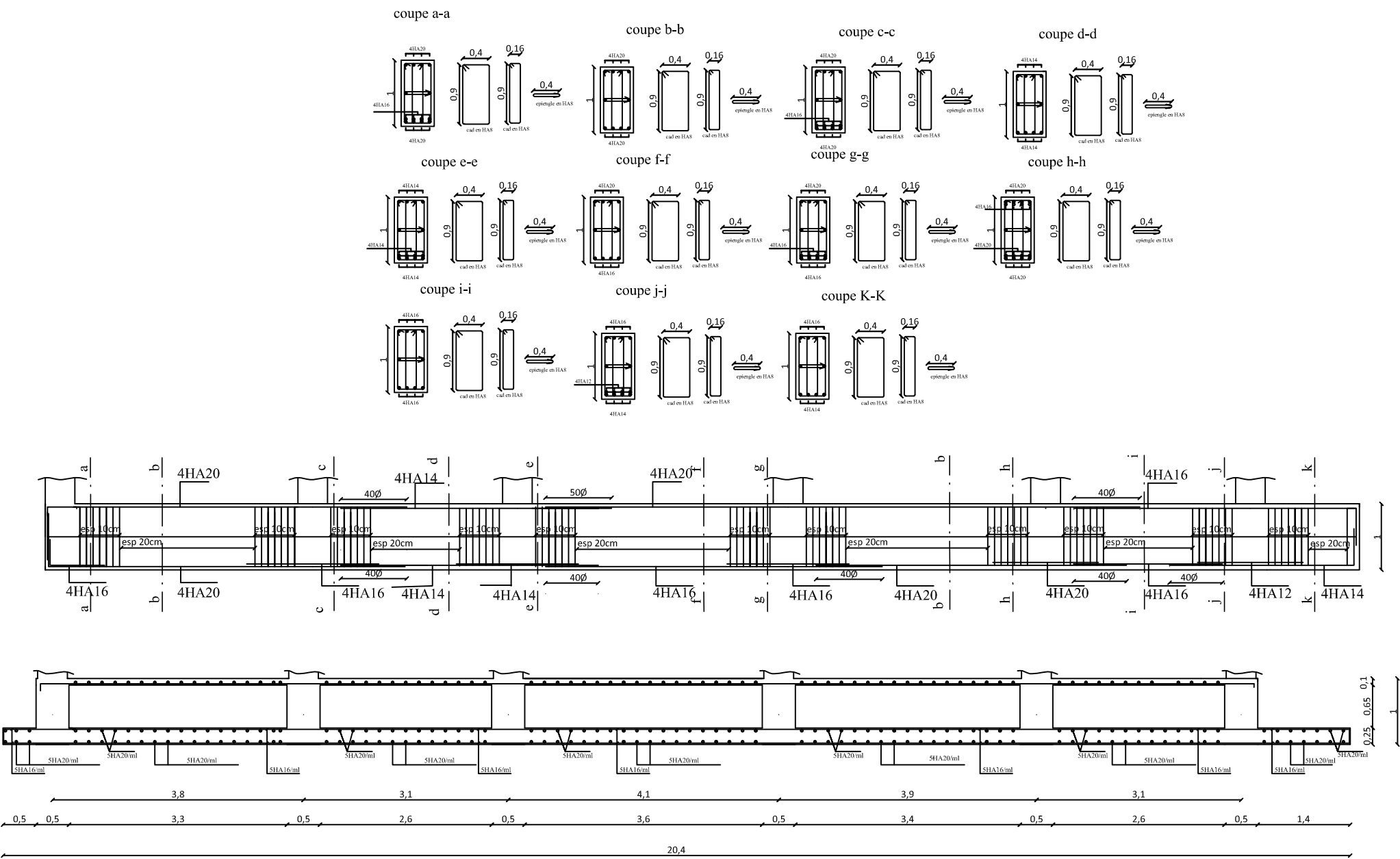
Plan de coffrage RDC, 1er, 2ème et 3ème étage.



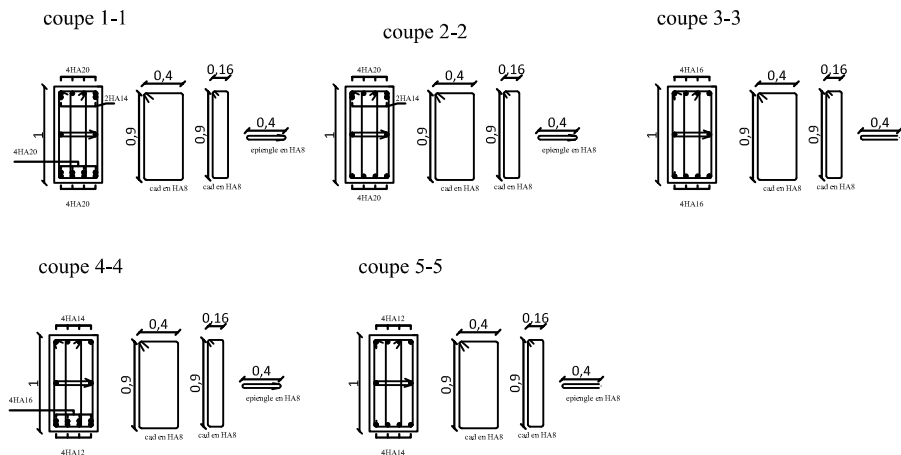
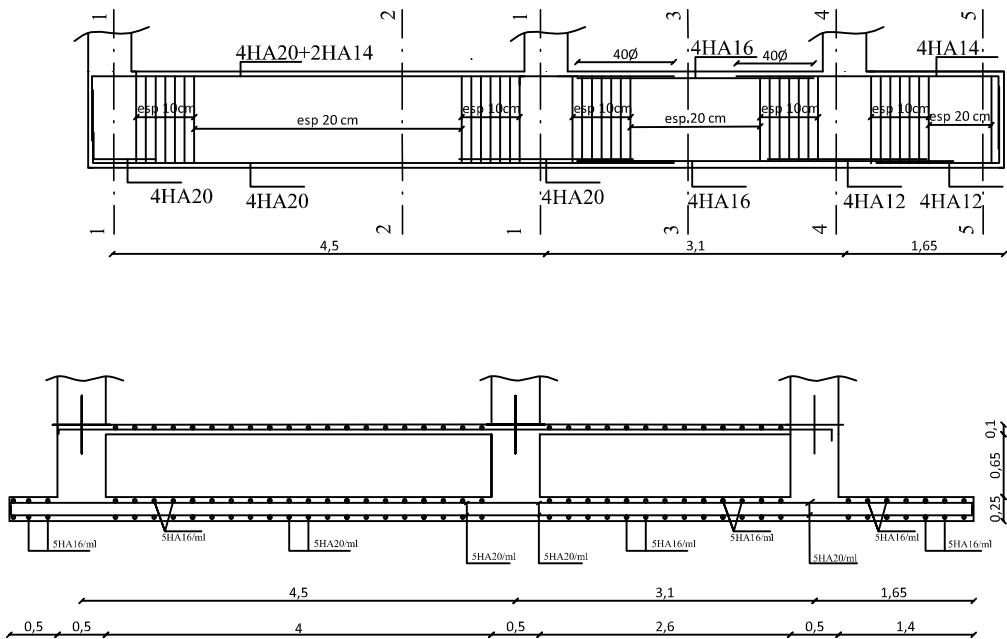
Plan de coffrage du 4ème au 8ème étage.



Plan de coffrage 9ème et 10ème étage.

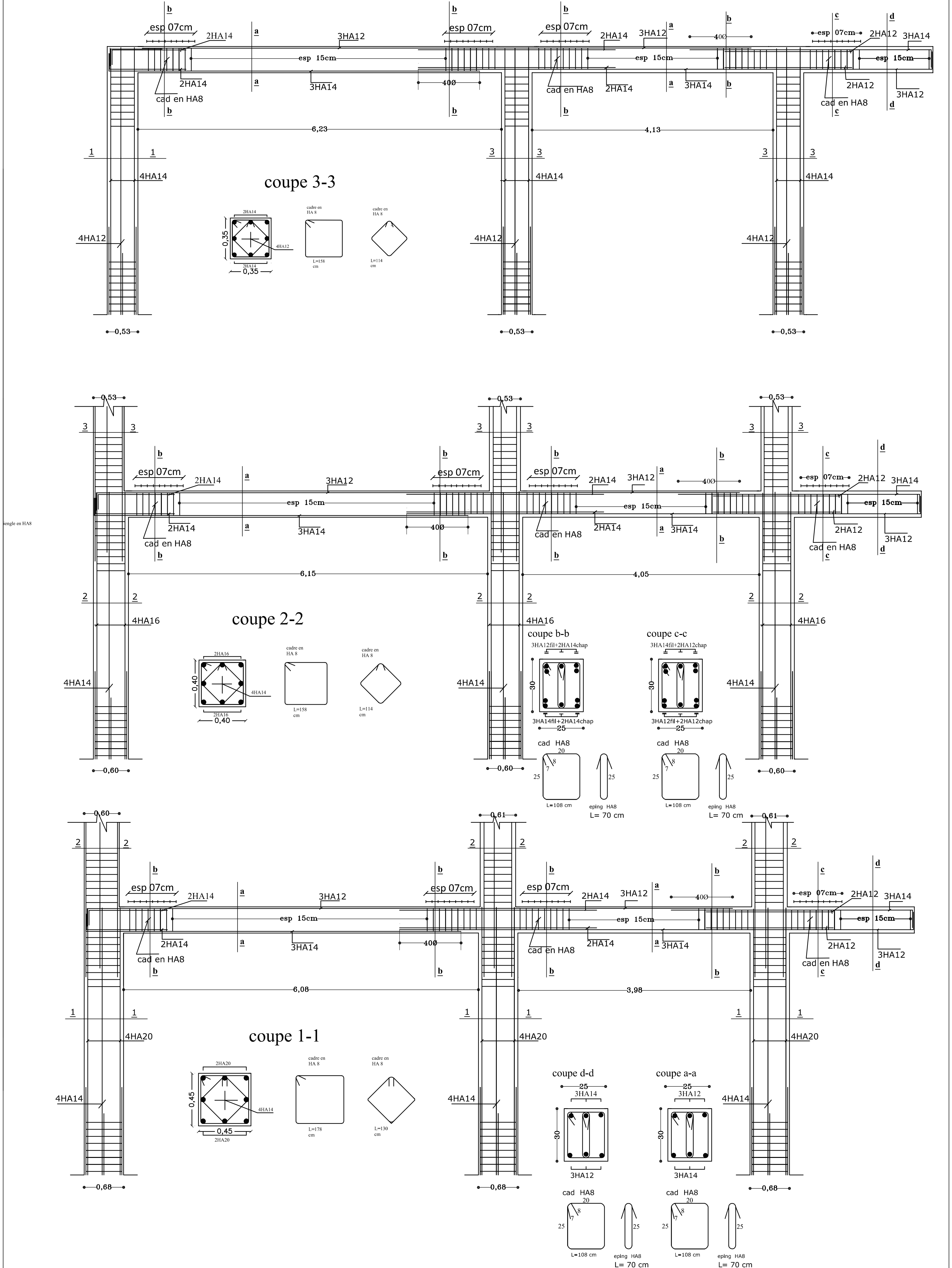


Details du ferrailage du radier (file 2)



Details du ferrailage du radier (file C)

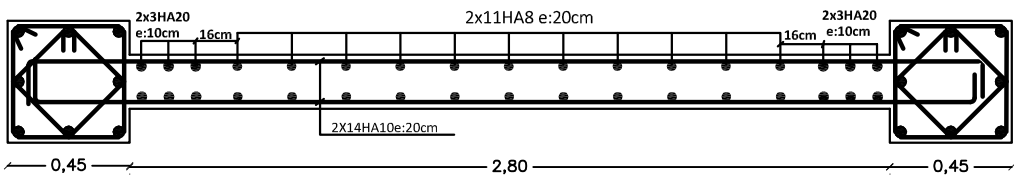
Ferrailage du radier



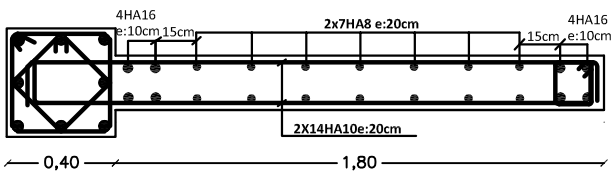
Details du ferrailage du portique C.

[illegible]

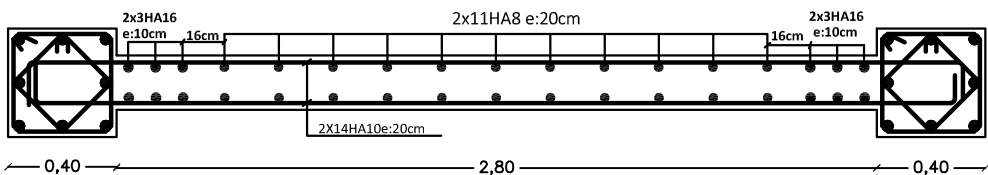
Details du ferrailage du portique 2.



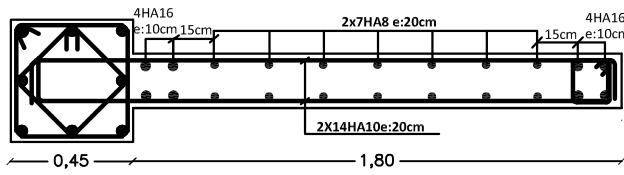
ferrailage du voile 7 en zoneI



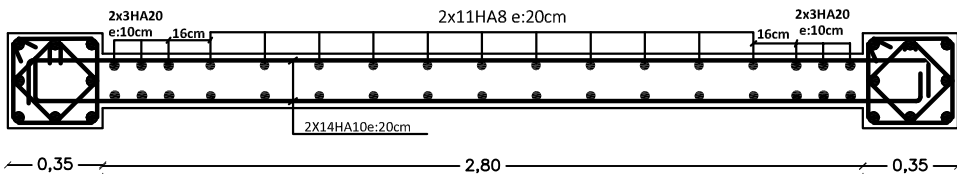
ferrailage du voile 8 en zoneII



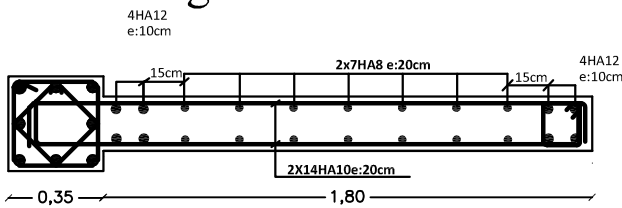
ferrailage du voile 7 en zoneII



ferrailage du voile 8 en zoneI



ferrailage du voile 7en zoneIII



ferrailage du voile 8 en zoneIII

Ferrailage des voiles