

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+05 Etages+02 s-sols) à usage d'habitation, bureau et commercial. Contreventé par voiles et portiques (mixte) avec application du Logiciel ETABS



Dirigé par:
M^{me} IDRES

Etudié par :
M^r: BOUZOUAGH Rabah.
M^r : BOURNANE Aghilas.

Année 2018/2019

REMERCIEMENT

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Mme IDRES** pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie et guidée ce travail.*

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

DÉDICACES

Du profond de mon cœur je dédie ce travail a tous ceux qui me sont chers,

A MA CHÈRE MÈRE

Aucune dédicace ne serait exprimer mon respect, ma considération pour les sacrifices que vous avez consentie pour mon instruction et pour mon bien être.

Je vous remercie pour le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

A LA MÉMOIRE DE MON PÈRE

Ce travail est dédié a mon père, décédé trop tôt qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

Puisse Dieu, le tous puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

A ma grand-mère, a mes très chers frères et leurs épouses, à mes très chères sœurs.

A toute ma famille sans exception et tous mes proches.

A mes camarades : Mohamed, Zouhir, Nacer, Hamza, et a tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin

A mon binôme BOURNANE Aghilas avec lui j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude ainsi que toute sa famille.

B. Rabah.

DÉDICACES

À mon père, ma mère, mes sœurs et à mon frère, à ma grand-mère, à mon cousin, à toute ma famille ; je vous porte dans mon esprit, dans mon âme et dans mon cœur, à tous mes êtres chers, vous qui veillez sur moi et qui faites mon bonheur, Je n'aurai pas assez de mots, je vous dois tout dans ce bas monde.

À mon binôme, ami et frère Rabah et toute sa famille.

À tous mes ami(e)s, et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

B.Aghilas

Sommaire

Introduction générale

- I. Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....Page 01**
- II. Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....Page 11**
- III. Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.....Page 24**
 - III.1 Acrotère.....Page 24**
 - III.2 Plancher.....Page 33**
 - III.3 Balcons.....Page 67**
 - III.4 Etude de la dalle salle machine -.....Page 76**
 - III.5 Poutre de chaînagePage 86**
 - III.6 Escaliers.....Page 97**
- IV. Chapitre IV : Modélisation et vérifications.....Page137**
- V. Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....Page 174**
 - V.1 V-1-Ferrailage des poteaux.....Page 174**
 - V.2 V-2-Ferrailage des poutres.....Page 192**
 - V.3 V-3-Ferrailage des voiles.....Page 210**
- VI. Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....Page 231**
- VII. Chapitre VII : Etude du mur de soutènementPage 246**

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE.

Tout projet de construction civile est réalisés par des ingénieurs de façon a préserve la sécurité des vies humaines, des bien matériels et assurer l'économie

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portante du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, on a choisi le calcul des éléments structurants d'un bâtiment (RDC+5+02 S-SOL) contreventé par voiles et portiques (contreventement mixte) qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi assurer la sécurité des usagers.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique algérien (RPA99/Version 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91)
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.

I.1 Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur total de bâtiment).
- ses éléments constructifs : (éléments structuraux et non structuraux).
- les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

I.2 Description :

Le projet qui nous a été confié consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment de 8 niveaux (R+5+2 sous-sol) à usage multiple (commerces, bureaux, habitations), et d'importance moyenne (groupe 2).

Le bâtiment en question sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou classée selon le RPA99 révisé en 2003 (règlement parasismique algérien) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment est implanté dans un site meuble.

Le bâtiment comporte :

- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- Deux(02) sous-sol a usage commercial et de service.
- Cinq (5) étages courants à usage d'habitation.
- Une (01) cage d'escalier.
- Un ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.3 Caractéristiques géométriques :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire avec les dimensions :

- Longueur totale : 22.00 m ;
- Largeur totale : 17,05 m ;
- Hauteur totale : 19,89 m ;
- Hauteur sous-sol (commercial) : 4.44 m ;
- Hauteur sous-sol (service) : 3.06 m ;
- Hauteur RDC : 3.06 m ;
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m ;
- Hauteur de l'acrotère : 0.7 m ;

I.4 Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1 Ossature du bâtiment :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux)
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal)

➤ **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

➤ **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.4.2 Planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements et les surcharges.

Il existe deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux** : Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place reposant sur des poutrelles.

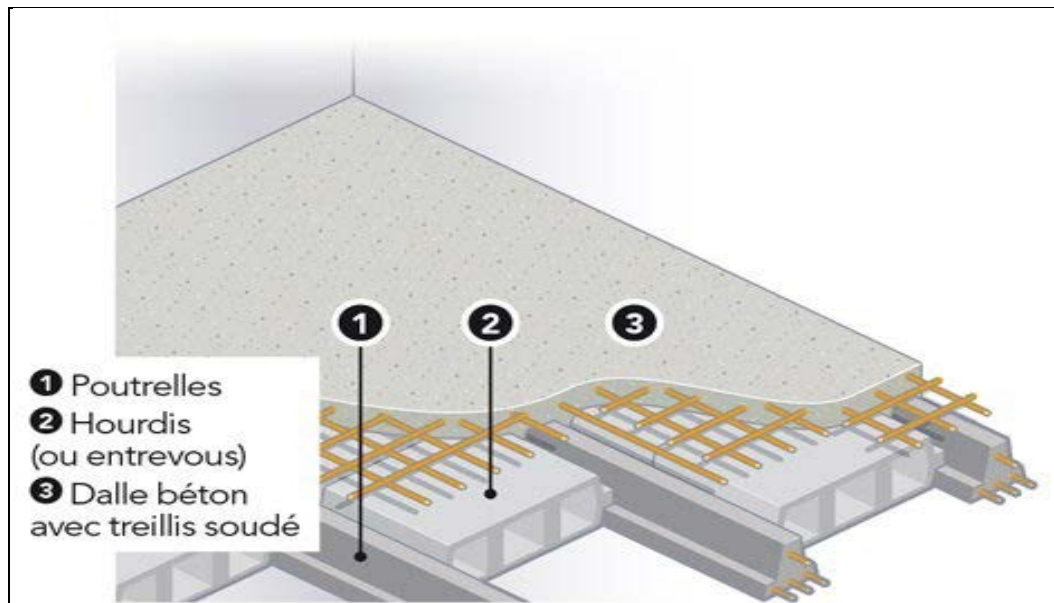


FIGURE I.1 : Plancher en corps creux

- **Dalle pleine en béton armé** : Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux à savoir la salle machine (cage d'ascenseur) et les balcons.

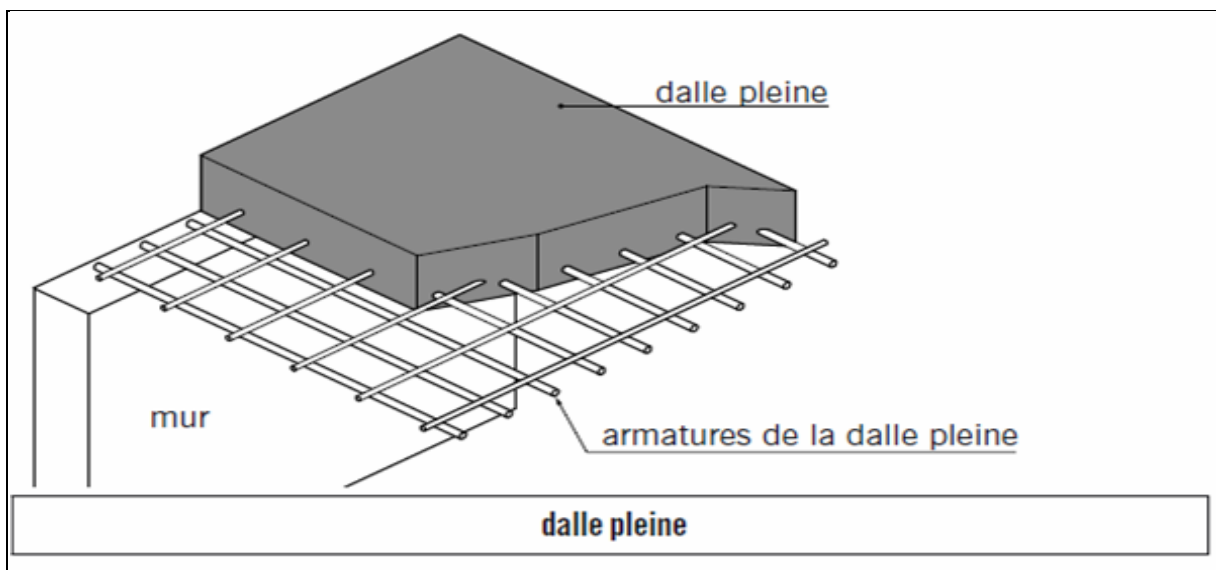


FIGURE I.2 : dalle pleine en béton armé

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.4.3 Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10 cm (10+10+10)

Les murs intérieurs seront réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

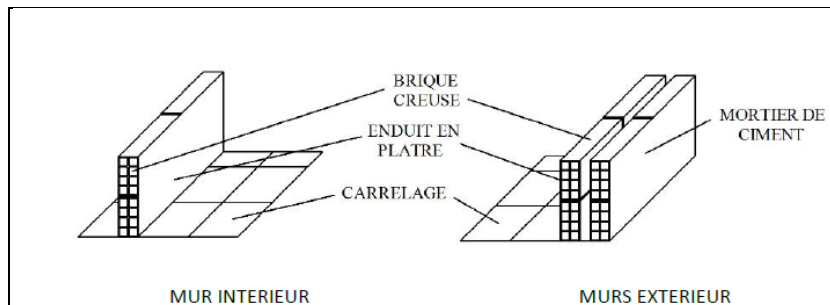
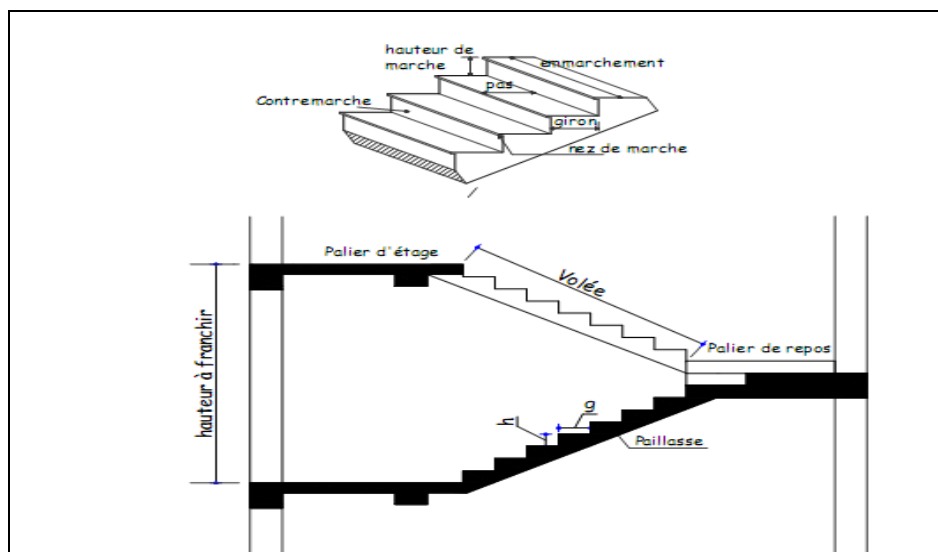


FIGURE I.3 : Mur intérieur et mur extérieur

I.4.4 Escalier

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Il est constitué de paillasse et de paliers en béton armé coulé sur place avec deux volées par étage.



CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

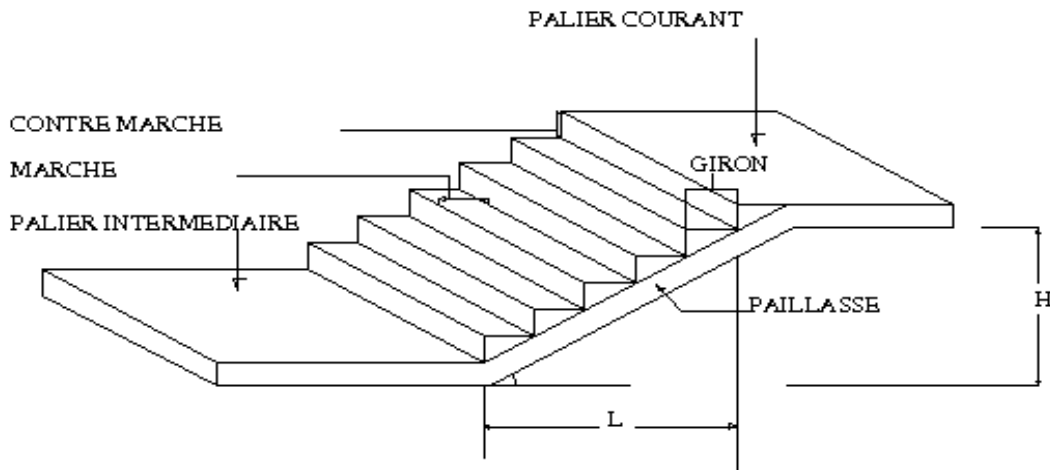


Figure I.3: Escaliers

I.4.5 Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

I.4.6 Revêtements :

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds. Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

I.4.7 Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 70 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

I.4.8 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.

On distingue trois types de fondations : superficielles, semi profondes ainsi que profondes.

I.4.9 Système de coffrage :

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

I.5 REGLEMENTATION

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles BAEL 91 [modifié en 99], Conformément au règlement parasismique algérien RPA 99 [modifié en 2003] et le DTR (BC22) (charges et surcharges d'exploitation).

I.6 Caractéristiques mécaniques de matériaux :

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

I.6.1 Le Béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

I.6.2 Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

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

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

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \xrightarrow{\text{pour}} \quad f_{c28} > 40MPa \end{array} \right\} \rightarrow \text{(BAEL91/A. 2. 1, 1)}$$

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

I.6.3 Résistance caractéristique 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.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60MPa \quad (\text{Art. A.2.1,12_BAEL.91_modifié.99})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0.6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ [MPa]}$$

I.6.4 Contraintes limites du béton:

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

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité déformée (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

Contrainte limite ultime à la compression du béton :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \dots\dots\dots(\text{BAEL91 modifié 99/A.4.3 ,41})$$

Avec : f_{bc} : la contrainte limite a la compression du béton.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_b	1.5	1.15

Tableau I.1 : coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action.

Durée d'application	T > 24h	1h ≤ T ≤ 24h	T < 1h
θ	1	0.9	0.85

Tableau I.2 : Coefficient θ en fonction de la durée (T) de l'application des actions.

-Pour $f_{c28}=25\text{Mpa}$

- Dans le cas d'une situation courante :

On a $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1 \rightarrow f_{cb}=14,2\text{Mpa}$

- Dans le cas d'une situation accidentelle:

On a : $\gamma_b=1.15$ et $\theta = 1 \rightarrow f_{cb}=18,47\text{Mpa}$

Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.U) :

Le diagramme contraintes –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole- rectangle).

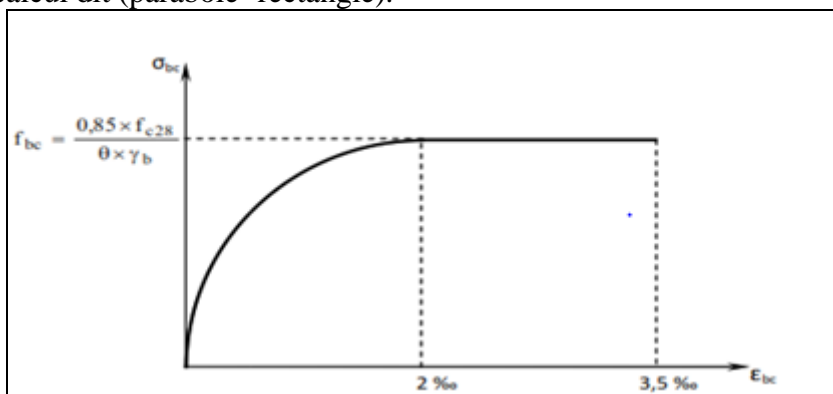


Figure I-5 : Diagramme des contraintes –déformations (ELU).

Avec :

ϵ_{bc} : Raccourcissement du béton.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilités, cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

Le calcul sera effectué vis-à-vis des charges de service, pendant l'usage de la structure.

Contrainte limite de service à la compression du béton à la compression du béton :

$\bar{\sigma}_{bc}=0,6f_{c28} \rightarrow (\text{Art. A.4.5-2_B.A.E.L.91_modifié.99})$

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

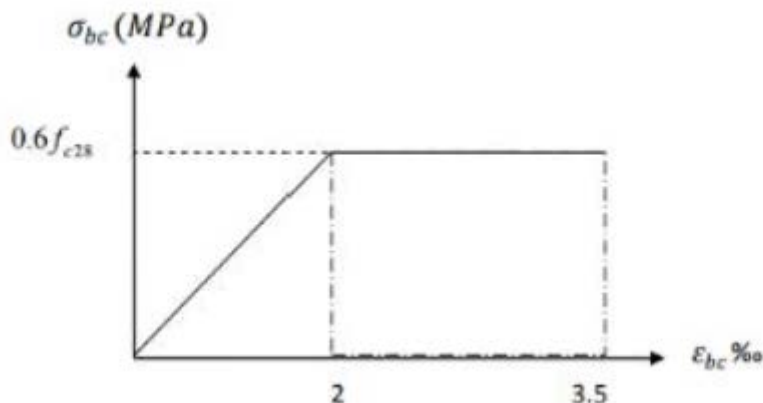


Figure I.6: Diagramme contraintes- déformations (ELS).

I.6.5 Déformation du béton :

▪ Déformation longitudinales du béton :

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \longrightarrow \text{(Art A.2.1-21_BAEL91modifié_99)}$$

Pour j=28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ [MPa]}$

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij} \longrightarrow \text{(Art A.2.1-22_BAEL91modifié_99)}$$

Pour j=28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818,865 \text{ [Mpa]}$

▪ Module de déformation transversale (de cisaillement) :

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentielles engendrées par l'effort tranchant. Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young ;

ν : Coefficient de poisson ;

▪ Coefficient de poisson :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$$

Il sera pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service (ELS)} \\ \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (ELU).} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{[Art A.2.1,3/BAEL 91modifier 99]}$$

Avec :

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale ;

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale ;

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

▪ Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_u = \frac{V_u}{b_0 d} \longrightarrow \text{(Art A.5.1-1_BAEL91 modifié_99)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant

b_0 : largeur de la section considérée.

d : hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \longrightarrow \text{fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable.}$$

I.6.6 L'acier :

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste très mal à la traction, c'est pour cela qu'on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction engendrés par le béton tendu.

Les aciers se distinguent suivant la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence).

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en (‰)	Coef de fissuration (η)	Coef de scellement (ψ)
Acier en barre	Haute adhérence	H.A	400	480	14	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL520 ($\phi < 6$)	T.S	520	550	8	1.3	1

Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

I.6.7 Module d'élasticité longitudinale

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$$E_s = 2.10^5 [Mpa] \longrightarrow \text{(BAEL91/ modifié99, A.2.2 ,1)}$$

I.6.8 Contrainte limite dans les aciers (BAEL91/ modifié99, Art A.4.3.1) :

• Etat limite ultime (ELU) :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{(BAEL91/modifié99, Art A.2.1.2)}$$

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$: La contrainte d'acier a l'ELU.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ Situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ Situation accidentelle.} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{(BAEL91 modifié 99, Art.4.3.2)}$

• **Diagramme contraintes-déformations :**

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_s) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

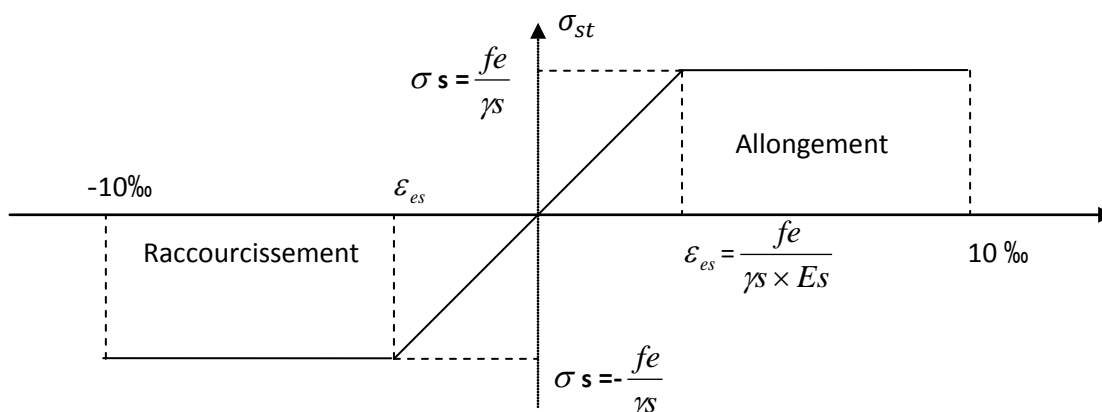


FIGURE I.7 : Diagramme contraintes – déformations

• **Etat limite de service(ELS) :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration :

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

- **Fissuration peu préjudiciable :** (BAEL91 modifié 99, Art. A.4.5.3.2)

Aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ils peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, Il faut vérifier que :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \text{ MPa} \longrightarrow \text{(BAEL91 modifié 99, Art. A.4.5.3.3)}$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique a la traction du béton (MPa).

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

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

$\eta= 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\phi > 6\text{mm}$).

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

- Fissuration très préjudiciable :

Cas où les éléments sont exposés aux milieux agressifs (intempéries marines, acides...). Il faut avoir une contrainte de l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \text{ MPa} \longrightarrow \text{(BAEL91 modifié 99, Art. A.4.5.34)}$$

c) Protection d'armatures : (BAEL91 modifié 99, Art A. 7.2.4)

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

c = 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

c = 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

c = 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I.7 Conclusion

A ce niveau de travail, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL91/modifié99), et le Règlement Parasismique Algérien (RPA99).

II.1 Introduction :

Ce deuxième chapitre est consacré aux pré-dimensionnement des éléments qui constituent notre construction d'où cette étape est le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Voiles

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers

a) Plancher en corps creux

Les planchers sont constitués de panneaux à corps creux associés à des poutrelles disposées suivant le sens perpendiculaire à la plus grande portée, son épaisseur est déterminée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \longrightarrow \text{(BAEL91 modifié 99/ B.6.8 ,423)}$$

Avec :

L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles ;

h_t : Épaisseur du plancher (hauteur totale du plancher).

D'où :

$$L_{\max} = 365 \text{ cm} \longleftrightarrow ht \geq \frac{365}{22.5} = 16.22 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :

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

16 cm : la hauteur du corps creux ;

4 cm : la hauteur de la dalle de compression.

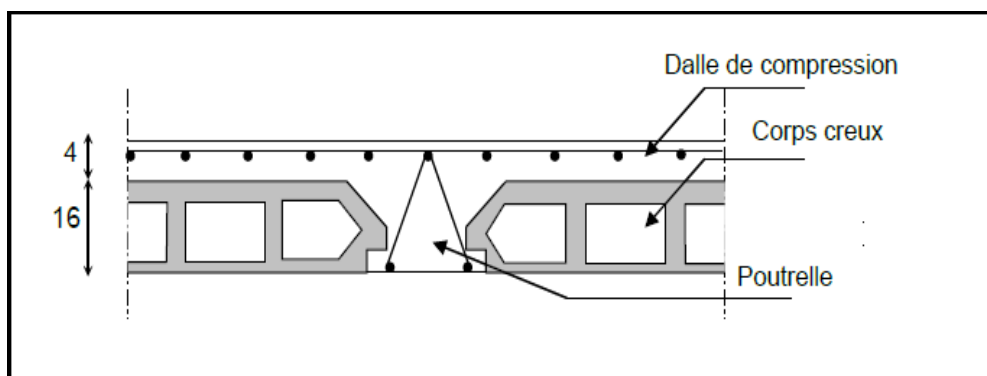


FIGURE II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

b) plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine ainsi que les balcons.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

- Condition de résistance à la flexion :

Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \longleftrightarrow \quad \frac{365}{50} \leq e \leq \frac{365}{40} \quad \longleftrightarrow \quad 7.3 \leq e \leq 9.125$$

Donc on prend $e=8\text{cm}$

- Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

$e=7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu,

$e=11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu,

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

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e=15\text{ cm}$

- Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{beton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{beton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \rho_{\text{beton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Donc : } e = 20 \text{ cm}$$

II.2.2 Les poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3ht \leq b \leq 0.7ht \end{array} \right\} \longrightarrow \text{(BAEL91 modifié 99, Art 4.14)}$$

Avec :

L_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre

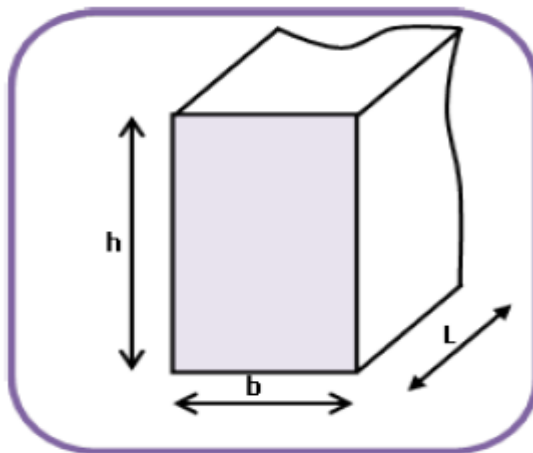


FIGURE II .2: Dimensions d'une poutre.

II.2.2.1 Poutre principale :

$$L_{\max} = 560 - 25 = 535 \text{ cm}$$

-La hauteur de la poutre principale est :

$$\frac{535}{15} \leq ht \leq \frac{535}{10} \Rightarrow 35.67 \text{ cm} \leq ht \leq 53.5 \text{ cm}$$

*donc on prend **ht = 40 cm***

-La largeur de la poutre principale est :

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Donc on prend **b=25 cm**

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(Art 7.5.1 du RPA99version2003):

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 40/25 = 1,6 < 4 \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

Donc les dimensions des poutres principales sont :

$$\text{PP} = (40 \times 25) \text{ cm}^2$$

II.2.2-2 Poutres secondaires : disposées parallèlement aux poutrelles suivant le sens longitudinal.

$$L_{\max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

-La hauteur de la poutre est :

$$\frac{365}{15} \leq ht \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24.33 \text{ cm} \leq ht \leq 36.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : **ht = 30 cm**

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

-La largeur de la poutre est :

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On opte **b=25cm** pour des raisons de sécurité et facilite de l'ouvrabilité, et cela est vérifié sur le RPA

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99 version2003) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \text{ cm}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

Donc les dimensions des poutres secondaires sont :

$$\text{PS} = (30 \times 25) \text{ cm}^2$$

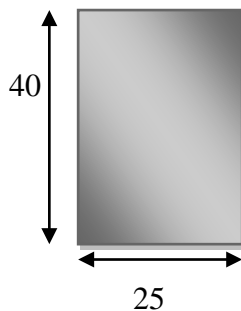


FIGURE II .3. a : Dimensions de la poutre principale

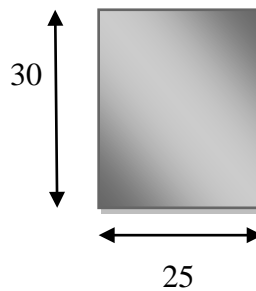


FIGURE II .3. b : Dimensions de la poutre secondaire

II.2.3 Les voiles

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

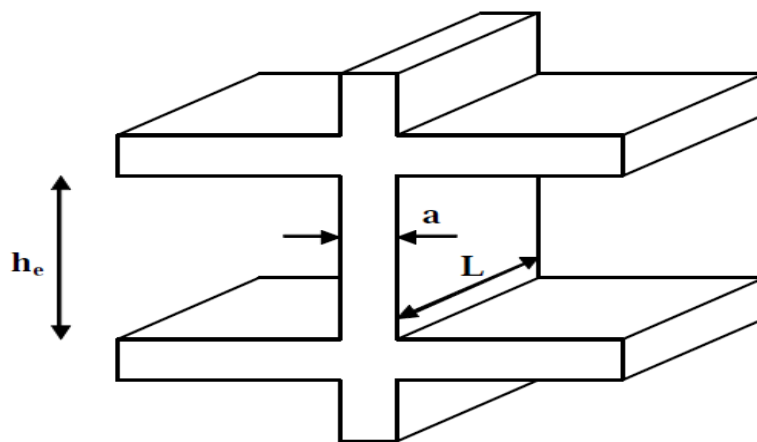


FIGURE II.4. : Coupe de voile en élévation.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

D'après le RPA99version2003 Article7.7.1 ⇒ Les éléments satisfaisants la condition ($L_{\min} \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

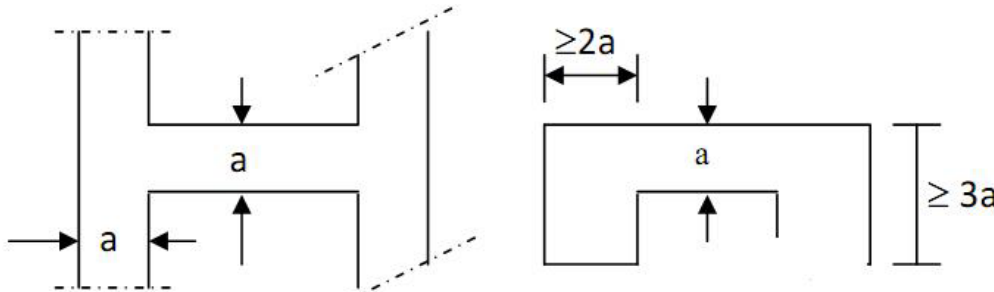
Avec :

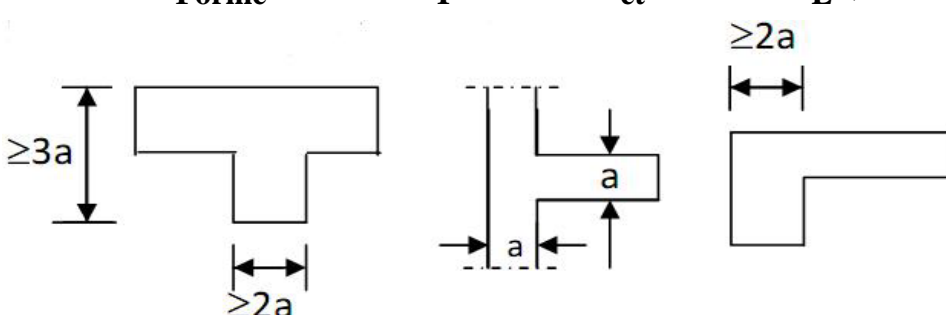
L_{\min} : Longueur minimale du voile.

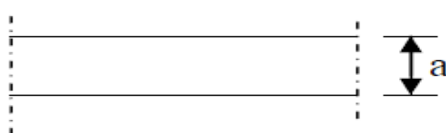
a : épaisseur du voile.

De plus l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15cm, et de conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

- **Forme U** ⇒ $a \geq \frac{he}{25}$


- **Forme T et L** ⇒ $a \geq \frac{he}{22}$


- **Forme rectangulaire** ⇒ $a \geq \frac{he}{20}$



Dans notre cas :

- **Voile de sous-sol (commercial) :**

$$he = 444 - 20 = 424 \text{ [cm]}$$

$$a \geq he / 20 = 21.2 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{on prend : } a = 25 \text{ [cm]}$$

- **Voile pour l'étage courant et service :**

$$he = 306 - 20 = 286 \text{ [cm]}$$

$$a \geq he / 20 = 14.3 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{on prend : } a = 20 \text{ [cm]}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

- Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003(Art 7.7-1) :

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

II.3 Détermination des charges permanente et charges d'exploitations :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

II.3.1 Les charges permanentes :

A) Plancher terrasse inaccessible :

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Dalle en corps creux	20	2.80
2. Enduit en plâtre	2	0.20
3. protection en gravillon	5	0.85
4.étanchéité multicouches	/	0.12
5. forme de pente	10	2.20
6. Isolation en liège	4	0.16
		G = 6.33

Tableau II-2 : Charges permanentes du plancher de l'étage attique.

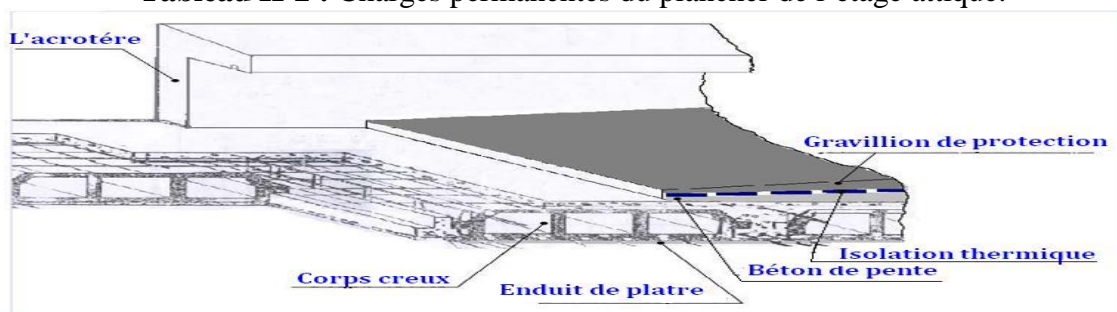


FIGURE II.6 : Plancher terrasse (corps creux)

B) Plancher d'étage courant :

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	3	0.66
3. Couche de sable	3	0.54
4. Dalle en corps creux	20	2.80
5. Enduit en plâtre	2	0.20
6. Cloison de séparation interne	10	0.90
		G = 5,54

Tableau II-3 : Charges permanentes d'étage courant.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

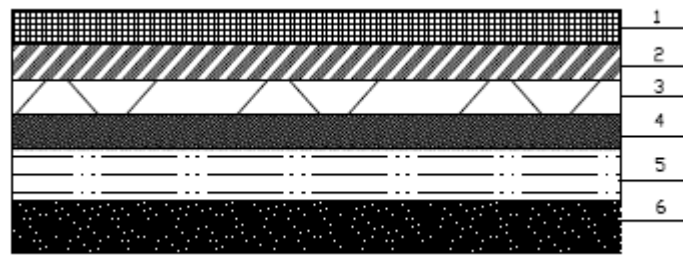


Figure II-7: Coupe du plancher d'étage courant.

C) Dalle pleine :

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	3	0.66
3. Couche de sable	3	0.54
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Enduit en plâtre	2	0.20
		G=5.59

Tableau II-4 : Charges permanentes de la dalle pleine.

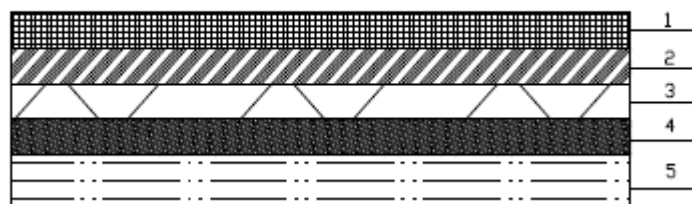


Figure II-8 : Coupe de la dalle pleine.

D) Maçonnerie:

Mur extérieur:

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Briques creuses	10	0.90
3. Lame d'air	5	/
4. Briques creuses	10	0,90
5. Enduit de plâtre	2	0.2
		G=2.36

Tableau II-5 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur extérieur).

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

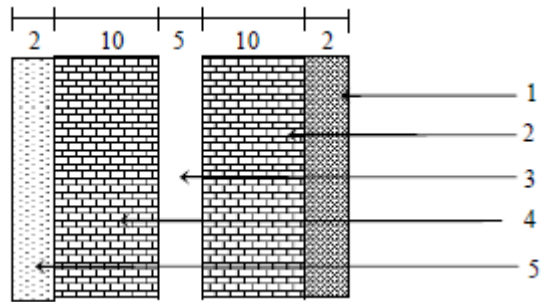


Figure II-9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Mur intérieur:

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	2	0.20
2. Briques creuses	10	0.90
3. Enduit de plâtre	2	0.20
		G=1.30

Tableau II-6 : Charges permanentes de la maçonnerie (mur intérieur).

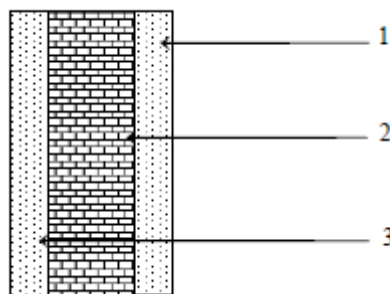


Figure II-10 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

II.3.2 Acrotère :

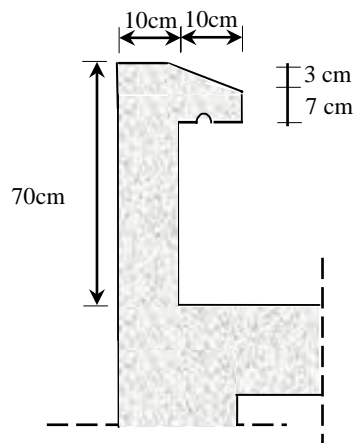


Figure II.11 : Coupe transversal de l'acrotère.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

➤ Poids propres de l'acrotère :

$$G_{acr} = \rho \times S$$

ρ : Masse volumique du béton ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$).

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7)$$

$$S = 0,0785 \text{ m}^2$$

D'où:

$$G_{acr} = 25 \times 0,0785 \times 1\text{ml} \Rightarrow G_{acr} = 1,9625 \text{ kN/ml.}$$

II.3.3 Charges d'exploitation :(DTR B.C.2.2) :

-Plancher toiture.....	1KN/m ²
-Plancher d'étage courant (habitation).....	1.5KN/m ²
-plancher du sous-sol (étage de service).....	2.5KN/m ²
-Balcons.....	3.5KN/m ²
-Escaliers.....	2.5KN/m ²

II.3.4 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Ils sont pré dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G+Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donné par : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{st}}$

Avec :

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

σ_{st} : Contrainte limite de service du béton en compression.

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

II.4 Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le C-2.

2-a : Calcul du poids propre des poteaux :

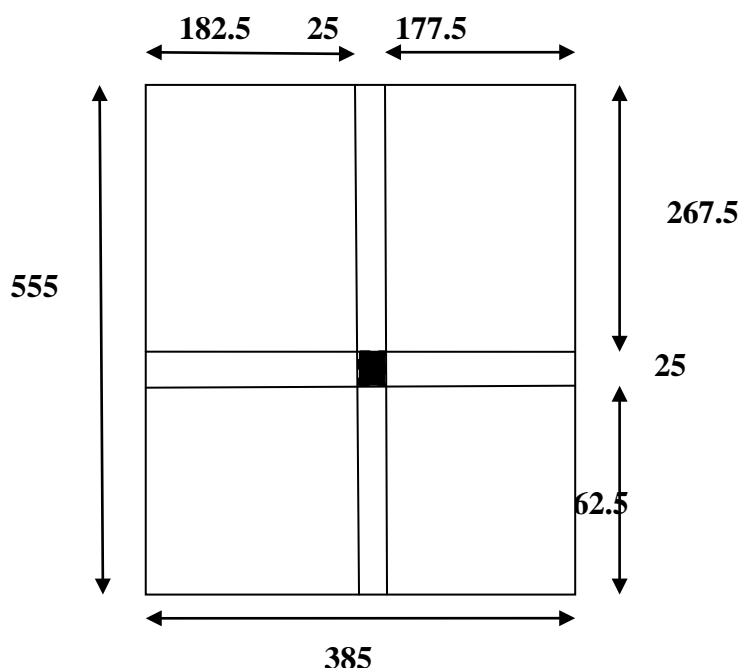


Figure. II.12 :
détermination de
l'aire revenant au
poteau

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

Surface d'influence :

Section nette

$$S_n = (2.675+2.625) \times (1.825+1.775) = (5.3 \times 3.6) \\ = 19.08 \text{m}^2$$

Section brute:

$$S_b = 5.55 \times 3.85 \\ = 21.37 \text{m}^2$$

- Poids terrasse inaccessible : $P = G \times S_{\text{nette}} = 6.33 \times 19.08 = 120.78 \text{KN}$

- Poids étage courant : $P = G \times S_{\text{nette}} = 5.54 \times 19.08 = 105.703 \text{KN}$

- Poids des poutres :

Poids des poutres principales $P_{pp} = (0.40 \times 0.25) \times (2.625 + 2.675) \times 25 = 13.25 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $P_{ps} = (0.30 \times 0.25) \times (1.825 + 1.775) \times 25 = 6.75 \text{ KN}$

D'où le poids total des poutres **Pt = 13.25 + 6.75 = 20 KN**

- Poids des poteaux :

Étage de service et étage de courant : $P = 3.06 \times (0.25 \times 0.25) \times 25 = 4.781 \text{ KN}$

Étage commercial : $P = 4.44 \times (0.25 \times 0.25) \times 25 = 6.938 \text{ KN}$

- les charges d'exploitation :

$$Q = q \times s$$

I. Terrasse inaccessible : $Q = 21.37 \times 1 = 21.37 \text{KN}$

II. Étage de service : $Q = 21.37 \times 2.5 = 53.425 \text{KN}$

III. Étage courant : $Q = 11.37 \times 1.5 = 32.055 \text{KN}$

f) Loi de dégression des charges d'exploitations D.T.R.B.C.22 :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

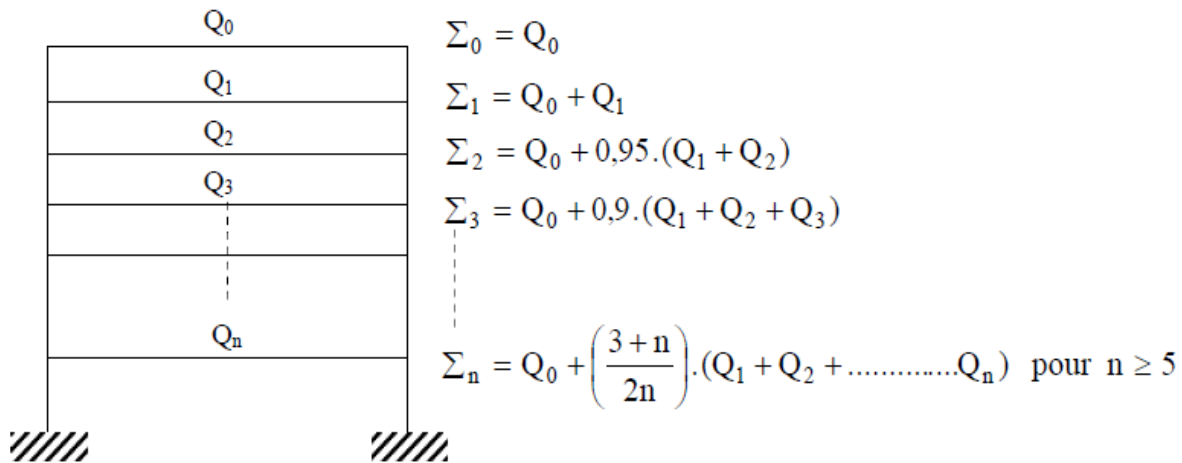


Figure II.14: Charges d'exploitation cumulées

N	0	1	2	3	4	5	6	7
Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714

Tableau II.9. Coefficients de dégression de surcharges.

• **Les surcharges cumulées :**

8^{ème} niveau : $Q_0 = 21.37 \text{ KN}$

7^{ème} niveau : $Q_0 + Q_1 = 21.37 + 32.055 = 53.425 \text{ KN}$

6^{ème} niveau : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 21.37 + 0.95 (32.055 \times 2) = 82.27 \text{ KN}$

5^{ème} niveau : $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 21.37 + 0.90 (3 \times 32.055) = 107.92 \text{ KN}$

4^{ème} niveau : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 21.37 + 0.85 (4 \times 32.055) = 130.357 \text{ KN}$

3^{ème} niveau : $Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 21.37 + 0.80 (5 \times 32.055) = 149.597 \text{ KN}$

2^{ème} niveau : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 21.37 + 0.75 (6 \times 32.055) = 165.62 \text{ KN}$

1^{er} niveau : $Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 21.37 + 0.714 (192.33 + 53.425) = 196.84 \text{ KN}$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN) $N_s = G_c + Q_c$	Sections des poteaux (cm ²)	
	Poids planchers	Poids poteaux	Poids poutres	G_t	G_{cum}	Q	Q_{cum}		S_{min}	S_{adop}
Terrasse	120.78	/	20	140.78	140.78	21.37	21.37	162.15	108.10	(25x25)
04	105.703	4.781	20	130.48	271.26	32.055	53.425	324.685	216.457	(25x25)
03	105.703	4.781	20	130.48	401.74	32.055	82.27	484.01	322.67	(25x25)
02	105.703	4.781	20	130.48	532.22	32.055	107.92	640.14	426.76	(30x30)
01	105.703	4.781	20	130.48	662.7	32.055	130.357	793.057	528.70	(30x30)
RDC	105.703	4.781	20	130.48	793.18	32.055	149.597	942.777	628.518	(35x35)
Etage de service	105.703	4.781	20	130.48	923.66	32.055	165.62	1089.28	726.187	(35x35)
Etage commercial	105.703	6.938	20	132.64	1056.3	53.425	196.84	1252.78	835.187	(40x40)

Tableau II.10 : Dimensions des poteaux

II.5 Vérification :

II.5.1 Vérification relative au coffrage :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes : **le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1)**

- a) $\text{Min}(b, h) \geq 25$ cm en zone IIa;
- b) $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$;
- c) $1/4 \leq b/h \leq 4$;

μ	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées	Vérifications
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$444/20 = 22.4 \leq 40$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 40/40 \leq 4$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.3 \leq 35$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 35/35 \leq 4$	Condition vérifiée
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.3 \leq 30$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 30/30 \leq 4$	Condition vérifiée
25x25	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.3 \leq 25$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 25/25 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau. II.11 : Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1).

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II.5.2 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, 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 :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f=0.7 \times L_0$)..... (BAEL99/ B.8.3,31)

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) (L'article B.84.1 CBA.93pages 157) ;

I : Moment d'inertie du poteau : $I_{xx} = I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$, avec : $b=h$

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

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

condition	Niveau	Poteau	L_0 (m)	b(m)	λ	Vérification
λ $= 2.425 \frac{L_0}{b}$	étage commercial	40x40	4.44	0.40	26.92	Vérifiée
	Etage de service + RDC	35x35	3.06	0.35	21.20	Vérifiée
	1 ^{er} ; 2 ^{eme} ; étage	30x30	3.06	0.30	24.74	Vérifiée
	3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étage	25x25	3.06	0.25	29.68	Vérifiée

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**).

III.1.2 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » dû à son poids propre et à un effort horizontal « **Q** » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

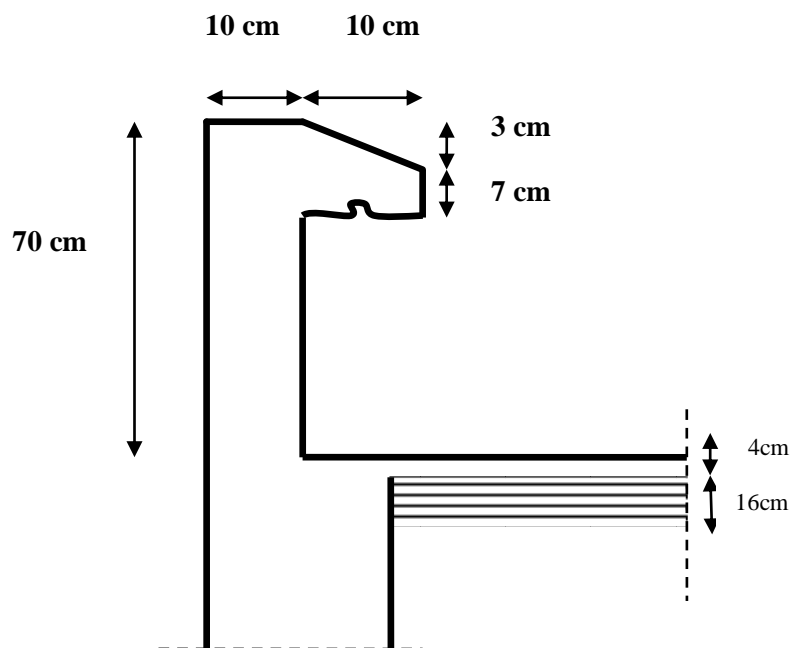


Figure 1 : coupe verticale de l'acrotère

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.1.2.1 Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

$$G = [(0.7 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.9625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.9625 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times H = 1.373 \text{ KN}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 0.70 \text{ KN .m}$$

III.1.2.2 Diagramme des efforts :

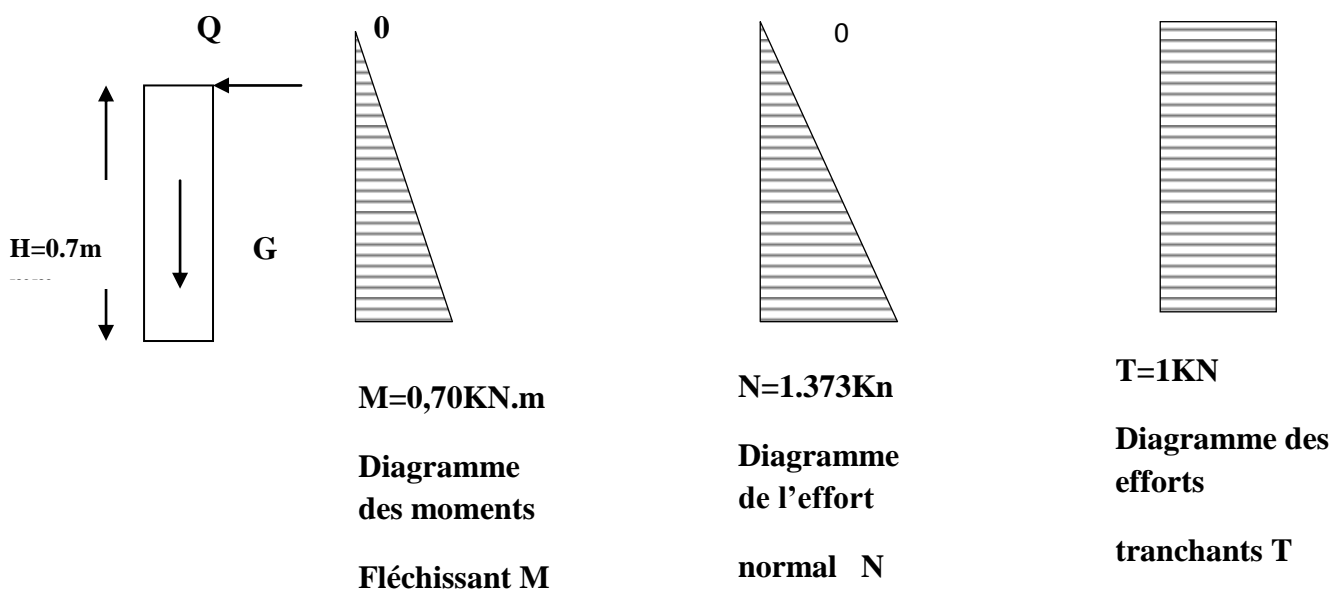


Figure 2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.1.2.3 : Combinaisons de Charge :

➤ ELU : 1.35G + 1.5Q

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.9625 = 2.649 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN m (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ ELS : G + Q

$$N_s = G = 1.9625 \text{ KN.}$$

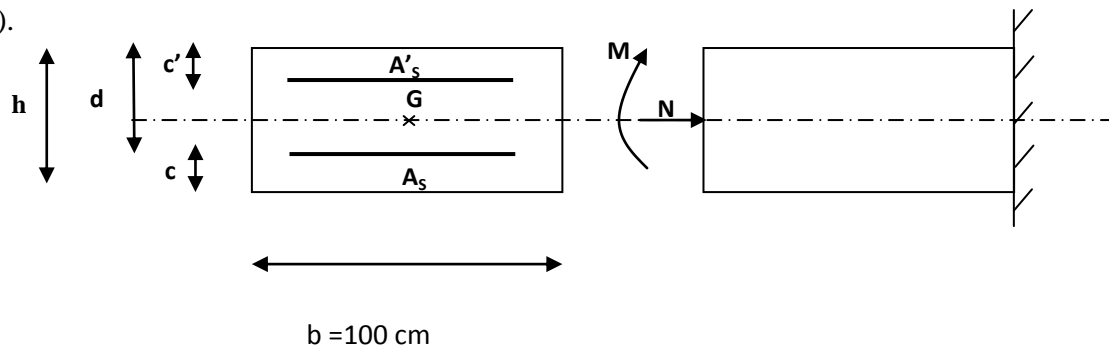
$$M_s = M = 0.70 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

III.1.3.1 Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).



III.1.3.2 Position du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.649} = 0.396 \text{ m} = 39.6 \text{ cm}$$

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

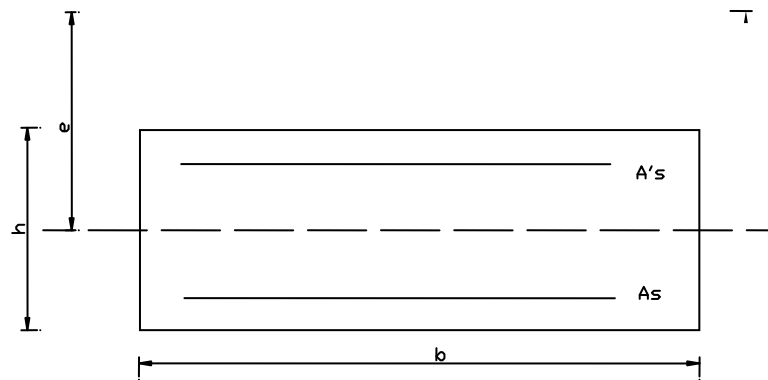
$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **M_u** : moment du à la compression ; **N_u** : effort de compression ;

C_p : centre de pression ; **e₀** : excentricité ;

C : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **M_f** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



III.1.3.3 Calcul en flexion simple :

III.1.3.3.1 Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u(d - h/2)$$

$$M_f = 1.05 + 2.649(7 - 5)$$

$$M_f = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.10 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu_b = 0.0158 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **A_{sc} = 0**.

$$\mu_b = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$$

III.1.3.3.2 Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.992$$

Donc :
$$A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.10 \times 10^3}{0.992 \times 7 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

III.1.3.3.3 Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.45 - \frac{2.649 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.373 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.373 \text{ cm}^2.$$

III.1.4 Vérifications:

III.1.4.1 IV-1- Vérification à l'ELU :

III.1.4.1.1 IV-1- 1- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_0 = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.70}{1.9625} = 0.356 \text{ m} = 35.6 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35.6 - 0.45 \times 7}{35.6 - 0.185 \times 7} = 0.799 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.799 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0.799 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 16 cm**.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de 25 cm^2 .

III.1.4.1.2 Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa)}.$$

Et $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 700} = 0.002 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.002 \leq \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$ \longrightarrow la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III.1.4.1.3 Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \text{avec : } \tau_{se}^- = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} ; \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 700 \times 10.048} = 0.023 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.023 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ \longrightarrow Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm.}$$

Pour le calcul précis, on adopte $L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.

III.1.4.1.4 Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III.1.4.2 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Les aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{array} \right. \longrightarrow \eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.291 \longrightarrow \beta_1 = 0.915 \longrightarrow K_1 = 43.82 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.022$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 54.37 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 54.37 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$; \longrightarrow condition est vérifiée.

Vérifions que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ avec : $\sigma_{bc} = k \sigma_{st}$

$\sigma_{bc} = 0.022 \times 54.37 = 1.196 \text{ MPa}$; et $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ \rightarrow condition vérifiée.

III.1.4.2.1 Vérification de l'acrotère au séisme :

(RPA 99 / Art 6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.9625 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9625 = 0.942 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Note :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA 8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

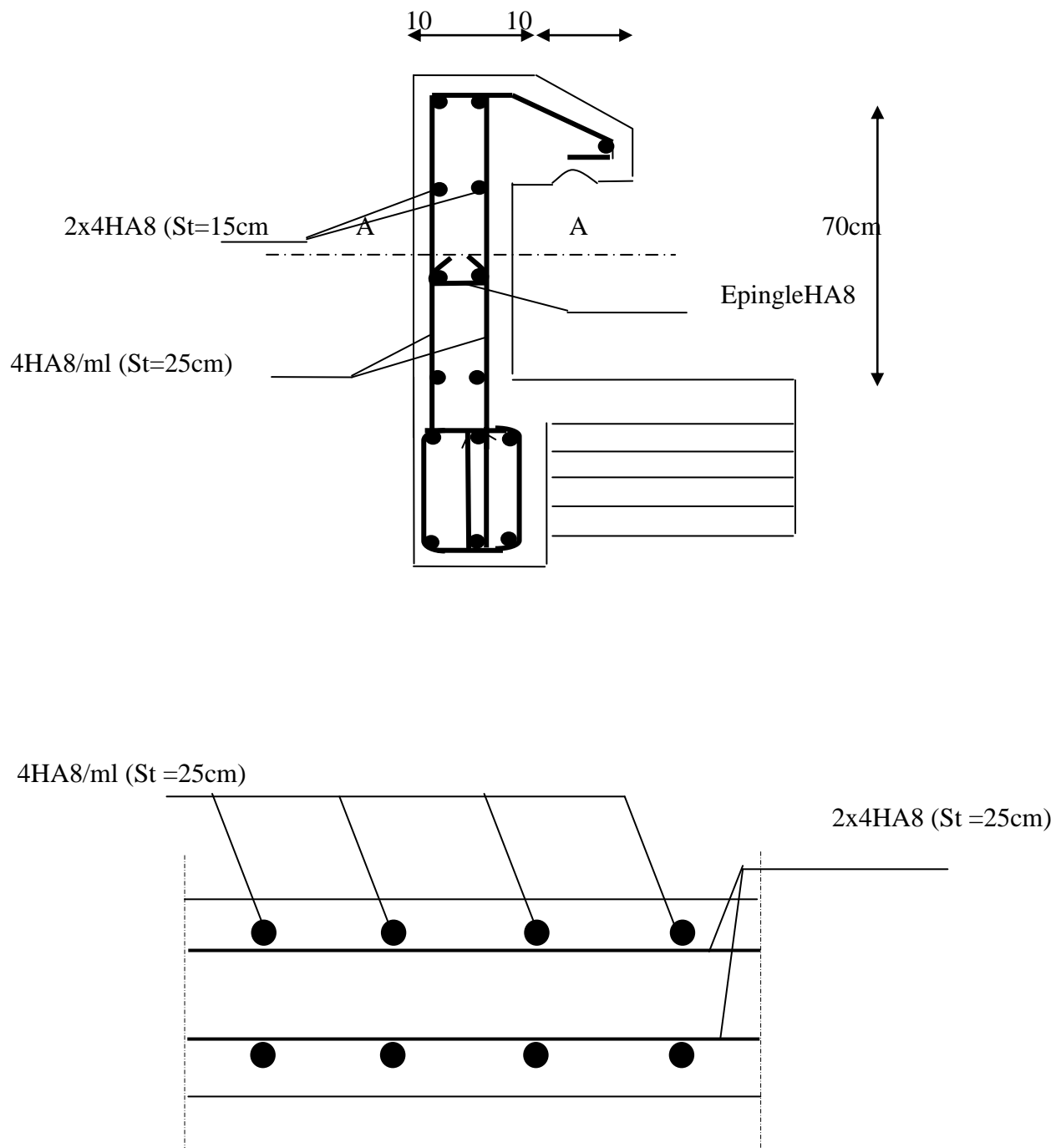


Figure 3 : Schéma de ferrailage de l'Acrotère.

III.2 Calcul des plancher

III.2.1 Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service, à usage d'habitation)

III.2.2 Plancher en corps creux

III.2.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura 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 // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

I-1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$D'où \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

I-2- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

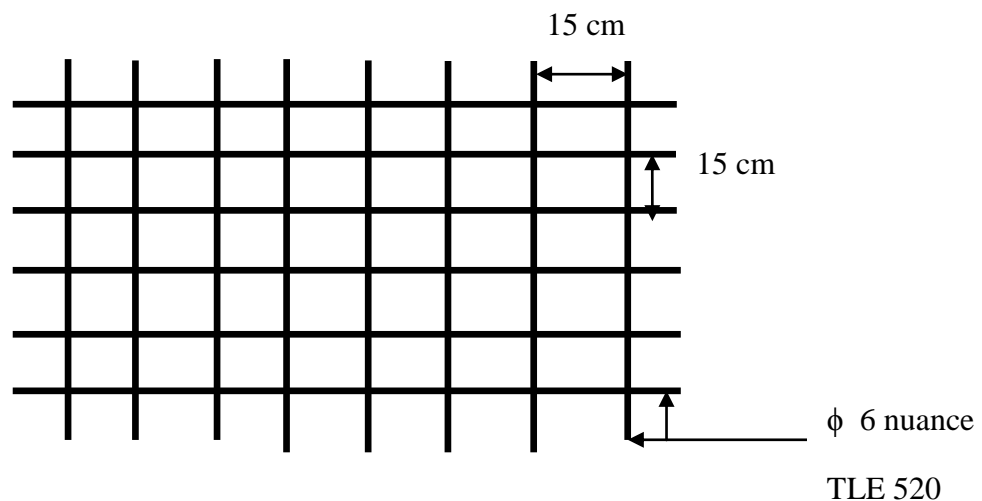


Figure1 : Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

III.2.2.2 Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

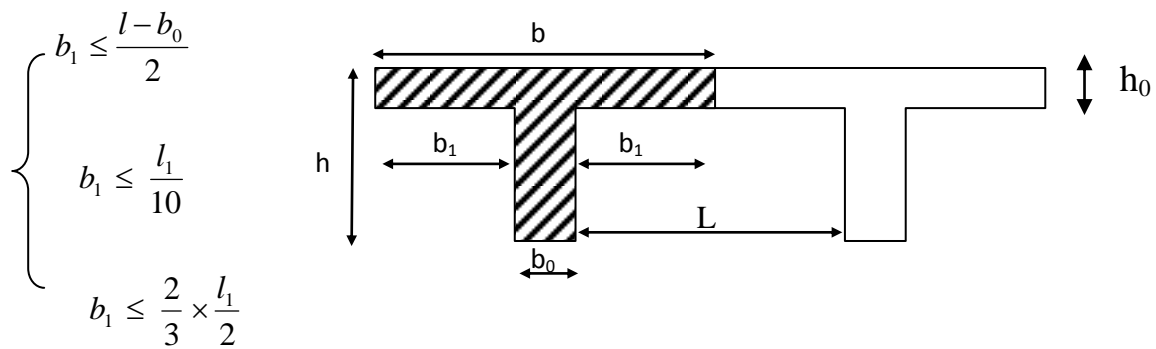
III.2.2.2.2 Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

III.2.2.2.3 Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.90$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

III - Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

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

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN} / \text{ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN} / \text{ml}$

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Calcul à L'ELU :

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.90)^2}{8} = 4.75 \text{KN.ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.90}{2} = 4.875 \text{KN}$$

- **Calcul de la section d'armature :**

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

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.75 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.968 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

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 **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

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.

Largeur efficace de la table de compression : (Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales. Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur. La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 130 \text{ cm}$$

On prend : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

✓ calcul des chargements :

➤ charges permanentes :

Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 6,33 \times 0,65 = 4,1145 \text{ kN/m}$.

Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,54 \times 0,65 = 3,601 \text{ kN/m}$

Poids propre du plancher (étage de service) : $G = 5,54 \times 0,65 = 3,601 \text{ kN/m}$

➤ charges d'exploitations :

Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$.

Charge d'exploitation plancher étage courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ kN/ml

Charge d'exploitation (usage de service) : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625$ KN/ml

✓ **Combinaison de charges :**

• **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,1145 + 1,5 \times 0,65 = 6,529$ KN/ml

ELS : $q_{ser} = G + Q = 4,1145 + 0,65 = 4,7645$ KN/ml

• **plancher étage courant :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,601 + 1,5 \times 0,975 = 6,324$ KN/ml

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,601 + 0,975 = 4,576$ KN/ml

• **plancher étage de commercial :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,601 + 1,5 \times 1,625 = 7,299$ KN/ml

ELS : $q_{ser} = G + Q = 3,601 + 1,625 = 5,226$ KN/ml

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.

Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher étage commercial

La combinaison à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,299$ KN/ml

La combinaison à l'ELS : $q_s = G + Q = 5,226$ KN/ml.

• **Nous avons deux types de poutrelles :**

Le premier comporte un plancher sur 8 appuis et le deuxième sur 4 appuis.

IV - Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

✓ **Méthode forfaitaire :**

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

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

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 .

$$Q = 2.5 \text{ (service)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ ml}\} = 11.08\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 \Rightarrow la condition est vérifiée.

3°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

4°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Poutre 1 (sur huit appuis) :

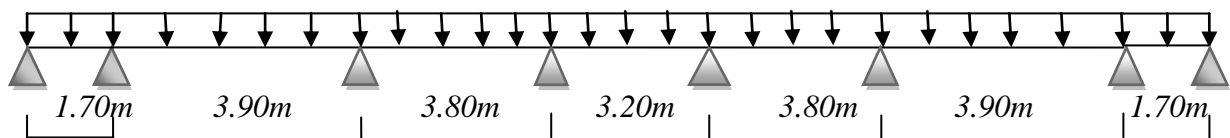


Schéma statique de la poutre continue reposant sur huit appuis

$\frac{1.70}{3.90} = 0.43$	}	\longrightarrow Condition non vérifiée
$\frac{3.90}{3.80} = 1.02$		
$\frac{3.80}{3.20} = 1.187$		
$\frac{3.20}{3.80} = 0.842$		
$\frac{3.80}{3.90} = 0.974$		
$\frac{3.90}{1.70} = 2.29$		

Poutre2 (sur quatre appuis) :

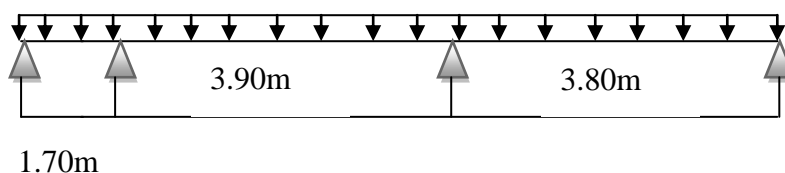


Schéma statique de la poutre continue reposant sur quatre appuis

$$\left. \frac{1.70}{3.90} = 0.435 < 0.8 \right\} \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. On applique la méthode de Caquot.

Méthode de Caquot :

C'est une méthode de continuité simplifiée, elle est basée sur la théorie générale des poutres continues aux quelles on a modifié légèrement certains coefficients numériques pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la fibre moyenne de la poutre.
- De l'amortissement des effets des chargements des travées produisant sur celle-ci un effet négligeable

Rappel :

Moments aux appuis :

Les moments aux appuis sont calculés, on tenant compte des charges des travées voisines de gauche (W) et de droite (e). On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur (l_w) à gauche et (l_e) à droite prise égale à :

$l' = 0.8l$ pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ pour une travée de rive.

Le moment aux appuis est égale à :

$$M = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \text{ Pour une charge uniformément répartie.}$$

Moments en travées :

$$M(x) = v(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}}$$

Avec:

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Effort tranchant :

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

Pour la poutre I :

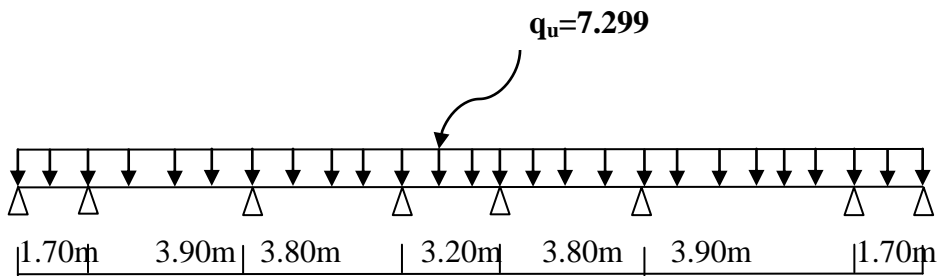


Figure 2 : Coupe transversale de la poutrelle

Calcul des moments aux appuis et en travées :

1) Travée AB :

Moment aux appuis

$$M_A = \frac{q_{wA} l_{wA}^3 + q_{eA} l_{eA}^3}{8.5(l_{wA} + l_{eA})} = \frac{7.299 \times (0)^3 + 7.299 \times (1.70)^3}{8.5(0 + 1.70)}$$

$$M_A = 2,48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{q_{wB} l_{wB}^3 + q_{eB} l_{eB}^3}{8.5(l_{wB} + l_{eB})} = \frac{7.299 \times (1.70)^3 + 7.299 \times (3.12)^3}{8.5(1.70 + 3.12)}$$

$$M_B = 6.28 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wB} = l = 1.70$

$$l'_{eB} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tAB} = \frac{q}{2} \times (x_{tAB})^2 + M_A$$

$$x_{tAB} = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{ql_{AB}} = \frac{1.70}{2} - \left(\frac{-2,48 + 6.28}{7.299 \times 1.70} \right)$$

$$x_{tAB} = 0,54 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = \frac{7.299}{2} \times (0.54)^2 - 2,48$$

$$M_{tAB} = 1,16 \text{ KN.m}$$

2) Travée BC

Moment aux appuis

$$M_B = \frac{q_{wB}l_{wB}^3 + q_{eB}l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{7.299 \times (1.70)^3 + 7.299 \times (3.12)^3}{8.5(1.70 + 3.12)}$$

$$M_B = 6.28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{q_{wC}l_{wC}^3 + q_{eC}l_{eC}^3}{8.5(l'_{wC} + l'_{eC})} = \frac{7.299 \times (3.12)^3 + 7.299 \times (3.04)^3}{8.5(3.12 + 3.04)}$$

$$M_C = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec: } l'_{wC} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m}$$

$$l'_{eC} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tBC} = \frac{q}{2} \times (x_{tBC})^2 + M_B$$

$$x_{tBC} = \frac{l_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{ql_{BC}} = \frac{3.90}{2} - \left(\frac{-6.28 + 8.15}{7.299 \times 3.90} \right)$$

$$x_{tAB} = 1.88 \text{ m}$$

$$M_{tBC} = \frac{7.299}{2} \times (1.88)^2 - 6.28$$

$$M_{tBC} = 6.6 \text{ KN.m}$$

3) Travée CD :

Moment aux appuis

$$M_C = \frac{q_{wC}l_{wC}^3 + q_{eC}l_{eC}^3}{8.5(l'_{wC} + l'_{eC})} = \frac{7.299 \times (3.12)^3 + 7.299 \times (3.04)^3}{8.5(3.12 + 3.04)}$$

$$M_C = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{q_{wD}l_{wD}^3 + q_{eD}l_{eD}^3}{8.5(l'_{wD} + l'_{eD})} = \frac{7.299 \times (3.04)^3 + 7.299 \times (2.56)^3}{8.5(3.04 + 2.56)}$$

$$M_D = 6.88 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wD} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04m$

$l'_{eD} = 0.8l = 0.8 \times 3.20 = 2.56m$

Moment en travée :

$$M_{tCD} = \frac{q}{2} \times (x_{tCD})^2 + M_C$$

$$x_{tCD} = \frac{l_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{ql_{CD}} = \frac{3.80}{2} - \left(\frac{-8.15 + 6.88}{7.299 \times 3.80} \right)$$

$$x_{tCD} = 1.95m$$

$$M_{tCD} = \frac{7.299}{2} \times (1.95)^2 - 8.15$$

$$M_{tCD} = 5.7 \text{ KN.m}$$

4) Travée DE :

Moment aux appuis

$$M_D = \frac{q_{wD}l_{wD}^3 + q_{eD}l_{eD}^3}{8.5(l'_{wD} + l'_{eD})} = \frac{7.299 \times (3.04)^3 + 7.299 \times (2.56)^3}{8.5(3.04 + 2.56)}$$

$$M_D = 6.88 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wD} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04m$

$l'_{eD} = 0.8l = 0.8 \times 3.20 = 2.56m$

$$M_E = \frac{q_{wE}l_{wE}^3 + q_{eE}l_{eE}^3}{8.5(l'_{wE} + l'_{eE})} = \frac{7.299 \times (2.56)^3 + 7.299 \times (3.04)^3}{8.5(2.56 + 3.04)}$$

$$M_E = 6.88 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wE} = 0.8l = 0.8 \times 3.20 = 2.56m$

$l'_{eE} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04m$

Moment en travée :

$$M_{tDE} = \frac{q}{2} \times (x_{tDE})^2 + M_C$$

$$x_{tDE} = \frac{l_{DE}}{2} - \frac{M_D - M_E}{ql_{DE}} = \frac{3.20}{2} - \left(\frac{-6.88 + 6.88}{7.299 \times 3.20} \right)$$

$$x_{tDE} = 1.6m$$

$$M_{tDE} = \frac{7.299}{2} \times (1.6)^2 - 6.88$$

$$M_{tDE} = 2.46 \text{ KN.m}$$

5) Travée EF :

Moment aux appuis

$$M_E = \frac{q_{wE}l_{wE}^3 + q_{eE}l_{eE}^3}{8.5(l'_{wE} + l'_{eE})} = \frac{7.299 \times (2.56)^3 + 7.299 \times (3.04)^3}{8.5(2.56 + 3.04)}$$

$$M_E = 6.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec: } l'_{wE} = 0.8l = 0.8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m}$$

$$l'_{eE} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$$

$$M_F = \frac{q_{wF}l_{wF}^3 + q_{eF}l_{eF}^3}{8.5(l'_{wF} + l'_{eF})} = \frac{7.299 \times (3.04)^3 + 7.299 \times (3.12)^3}{8.5(3.04 + 3.12)}$$

$$M_F = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec: } l'_{wE} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$$

$$l'_{eE} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tEF} = \frac{q}{2} \times (x_{tEF})^2 + M_E$$

$$x_{tEF} = \frac{l_{EF}}{2} - \frac{M_E - M_F}{ql_{EF}} = \frac{3.80}{2} - \left(\frac{-6.88 + 8.15}{7.299 \times 3.80} \right)$$

$$x_{tEF} = 01.854$$

$$M_{tEF} = \frac{7.299}{2} \times (1.854)^2 - 6.88$$

$$M_{tEF} = 5.7 \text{ KN.m}$$

6) Travée FG :

Moment aux appuis

$$M_F = \frac{q_{wF}l_{wF}^3 + q_{eF}l_{eF}^3}{8.5(l'_{wF} + l'_{eF})} = \frac{7.299 \times (3.04)^3 + 7.299 \times (3.12)^3}{8.5(3.04 + 3.12)}$$

$$M_F = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec: } l'_{wE} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$$

$$l'_{eE} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m}$$

$$M_G = \frac{q_{wG}l_{wG}^3 + q_{eG}l_{eG}^3}{8.5(l'_{wG} + l'_{eG})} = \frac{7.299 \times (3.12)^3 + 7.299 \times (1.70)^3}{8.5(3.12 + 1.70)}$$

$$M_G = 6.28 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wG} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12\text{m}$

$l'_{eG} = 0.8l = 1 = 1.70\text{m}$

Moment en travée :

$$M_{tFG} = \frac{q}{2} \times (x_{tFG})^2 + M_F$$

$$x_{tFG} = \frac{l_{FG}}{2} - \frac{M_F - M_G}{ql_{FG}} = \frac{3.90}{2} - \left(\frac{-8.15 + 6.28}{7.299 \times 3.90} \right)$$

$$x_{tFG} = 2.01\text{m}$$

$$M_{tFG} = \frac{7.299}{2} \times (2.01)^2 - 8.15$$

$$M_{tFG} = 6.6 \text{ KN.m}$$

7) Travée GH :

Moment aux appuis

$$M_G = \frac{q_w l'^3_{wG} + q_e l'^3_{eG}}{8.5(l'_{wG} + l'_{eG})} = \frac{7.299 \times (3.12)^3 + 7.299 \times (1.70)^3}{8.5(3.12 + 1.70)}$$

$$M_G = 6.28 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wG} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12\text{m}$

$l'_{eG} = 0.8l = 1 = 1.70\text{m}$

$$M_H = \frac{q_w l'^3_{wH} + q_e l'^3_{eH}}{8.5(l'_{wG} + l'_{eG})} = \frac{7.299 \times (1.70)^3 + 7.299 \times (0)^3}{8.5(1.70 + 0)}$$

$$M_H = 2,48 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tGH} = \frac{q}{2} \times (x_{tGH})^2 + M_G$$

$$x_{tGH} = \frac{l_{GH}}{2} - \frac{M_G - M_H}{ql_{GH}} = \frac{1.70}{2} - \left(\frac{-6.28 + 2,48}{7.299 \times 1.70} \right)$$

$$x_{tGH} = 1,52 \text{ m}$$

$$M_{tGH} = \frac{7.299}{2} \times (1.52)^2 - 6.28$$

$$M_{tGH} = 2,15 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

1) Travée AB :

$$V_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 7.299 \frac{1.70}{2} + \frac{-6.28 + 2.48}{1.70}$$

$$V_A = 4,88 \text{ KN}$$

$$V_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -7.299 \frac{1.70}{2} + \frac{-6.28 - 2.48}{1.70}$$

$$V_B = -7,51 \text{ KN}$$

2) Travée BC :

$$V_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 7.299 \frac{3.90}{2} + \frac{-8.15 + 6.28}{3.90}$$

$$V_B = 13.75 \text{ KN}$$

$$V_C = -q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -7.299 \frac{3.90}{2} + \frac{-8.15 + 6.28}{3.90}$$

$$V_C = -14.71 \text{ KN}$$

3) Travée CD :

$$V_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 7.299 \frac{3.80}{2} + \frac{-6.88 + 8.15}{3.80}$$

$$V_C = 14.20 \text{ KN}$$

$$V_D = -q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -7.299 \frac{3.80}{2} + \frac{-6.88 + 8.15}{3.80}$$

$$V_D = -13.53 \text{ KN}$$

4) Travée DE :

$$V_D = q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 7.299 \frac{3.20}{2} + \frac{-6.88 + 6.88}{3.20}$$

$$V_D = 11.68 \text{ KN}$$

$$V_E = -q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -7.299 \frac{3.20}{2} + \frac{-6.88 + 6.88}{3.20}$$

$$V_E = -11.68 \text{ KN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

5) Travée EF

$$V_E = q_u \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = 7.299 \frac{3.80}{2} + \frac{-8.15 + 6.88}{3.80}$$

$$V_E = 13.53 \text{ KN}$$

$$V_F = -q_u \frac{l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -7.299 \frac{3.80}{2} + \frac{-8.15 + 6.88}{3.80}$$

$$V_F = -14.20 \text{ KN}$$

6) Travée FG

$$V_F = q_u \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = 7.299 \frac{3.90}{2} + \frac{-6.28 + 8.15}{3.90}$$

$$V_F = 14.71 \text{ KN}$$

$$V_G = -q_u \frac{l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -7.299 \frac{3.90}{2} + \frac{-6.28 + 8.15}{3.90}$$

$$V_G = -13.75 \text{ KN}$$

7) Travée GH

$$V_G = q_u \frac{l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = 7.299 \frac{1.70}{2} + \frac{-2.48 + 6.28}{1.70}$$

$$V_G = 3.96 \text{ KN}$$

$$V_H = -q_u \frac{l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = -7.299 \frac{1.70}{2} + \frac{-2.48 + 6.28}{1.70}$$

$$V_H = -8.43 \text{ KN}$$

Tableau III.1. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et aux travées :

Travée	Mw (KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	-2,48	-6.28	2.15	4,88	-7,51
B-C	-6.28	-8.15	6.6	13.75	-14.71
C-D	-8.15	-6.88	5.7	14.20	-13.53
D-E	-6.88	-6.88	2.46	11.68	-11.68
E-F	-6.88	-8.15	5.7	13.53	-14.20
F-G	-8.15	-6.28	6.6	14.71	-13.75
G-H	-6.28	-2,48	2,15	3,93	-8,43

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU :

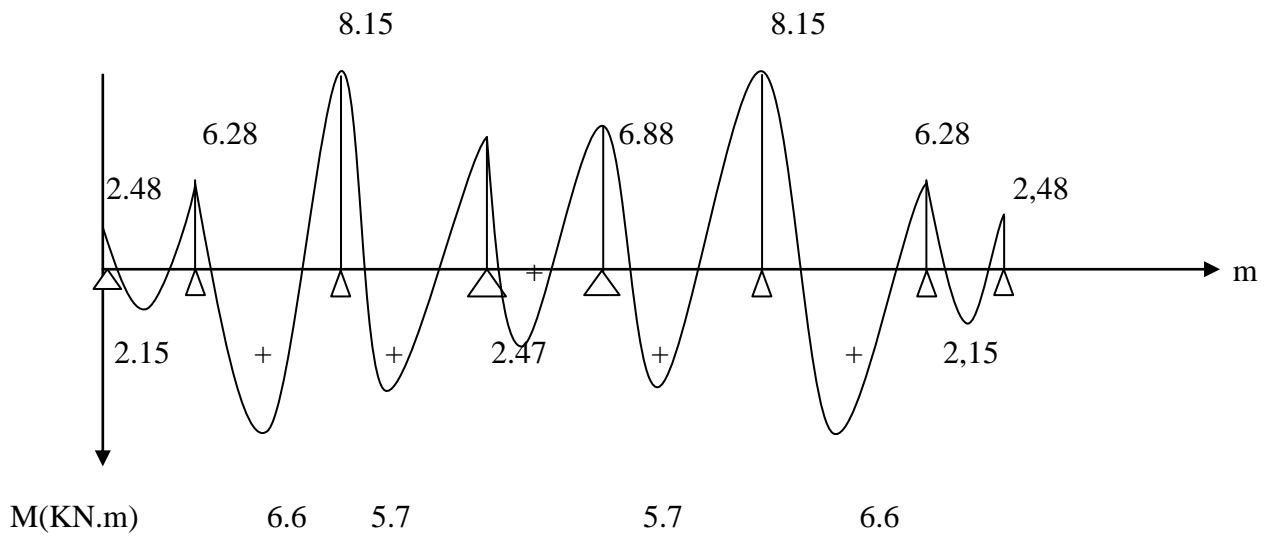


Figure 3 : Diagramme des moments fléchissant.

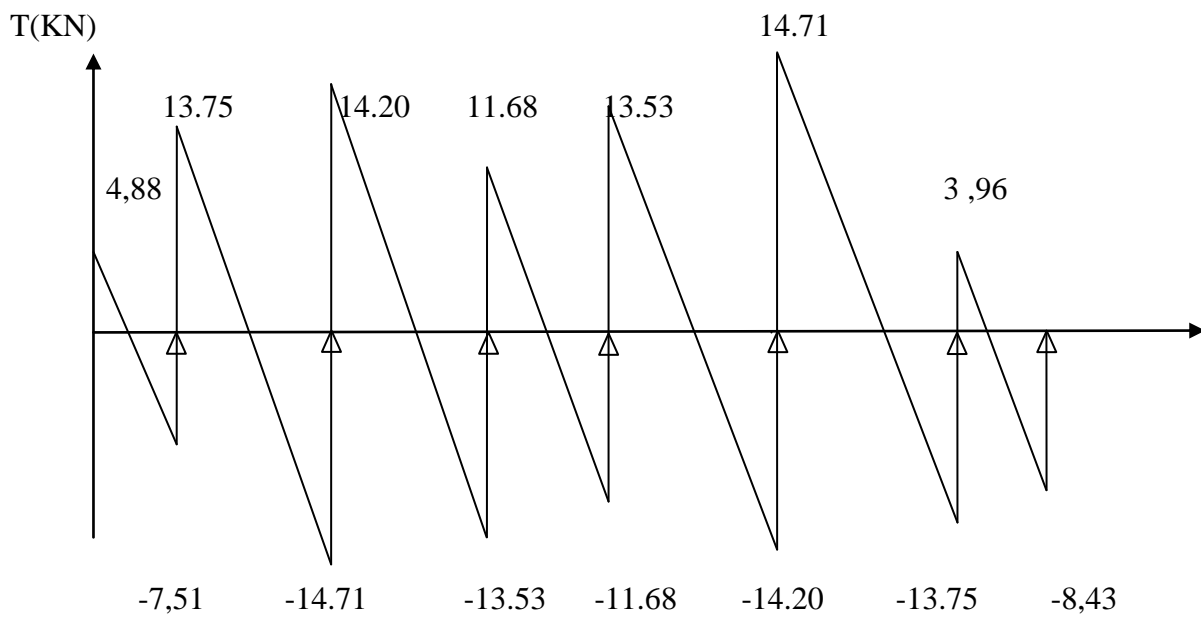


Figure 4 : Diagramme de l'effort tranchant.

Pour la poutre II :

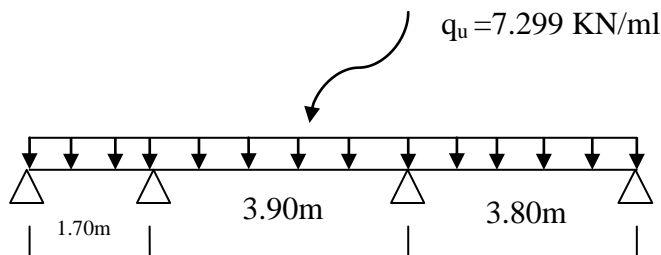


Figure 5 : Coupe transversale de la poutrelle (poutre II).

Calcul des moments aux appuis et en travées :

1) Travée AB :

Moment aux appuis

$$M_A = \frac{q_{wA} l_{wA}^3 + q_{eA} l_{eA}^3}{8.5(l'_{wA} + l'_{eA})} = \frac{7.299 \times (0)^3 + 7.299 \times (1.70)^3}{8.5(0 + 1.70)}$$

$$M_A = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{q_{wB} l_{wB}^3 + q_{eB} l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{7.299 \times (1.70)^3 + 7.299 \times (3.12)^3}{8.5(1.70 + 3.12)}$$

$$M_B = 6.28 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wB} = l = 1.70$

$$l'_{eB} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tAB} = \frac{q}{2} \times (x_{tAB})^2 + M_A$$

$$x_{tAB} = \frac{l_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{ql_{AB}} = \frac{1.70}{2} - \left(\frac{-2.48 + 6.28}{7.299 \times 1.70} \right)$$

$$x_{tAB} = 0.54 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = \frac{7.299}{2} \times (0.54)^2 - 2.48$$

$$M_{tAB} = 2.15 \text{ KN.m}$$

2) Travée BC

Moment aux appuis

$$M_B = \frac{q_{wB}l_{wB}^3 + q_{eB}l_{eB}^3}{8.5(l'_{wB} + l'_{eB})} = \frac{7.299 \times (1.70)^3 + 7.299 \times (3.12)^3}{8.5(1.70 + 3.12)}$$

$$M_B = 6.28 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{q_{wC}l_{wC}^3 + q_{eC}l_{eC}^3}{8.5(l'_{wC} + l'_{eC})} = \frac{7.299 \times (3.12)^3 + 7.299 \times (3.04)^3}{8.5(3.12 + 3.04)}$$

$$M_C = 8.15 \text{ KN.m}$$

Avec: $l'_{wc} = 0.8l = 0.8 \times 3.90 = 3.12 \text{ m}$

$$l'_{ec} = 0.8l = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tBC} = \frac{q}{2} \times (x_{tBC})^2 + M_B$$

$$x_{tBC} = \frac{l_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{ql_{BC}} = \frac{3.90}{2} - \left(\frac{-6.28 + 8.15}{7.299 \times 3.90} \right)$$

$$x_{tAB} = 1.88 \text{ m}$$

$$M_{tBC} = \frac{7.299}{2} \times (1.88)^2 - 6.28$$

$$M_{tBC} = 6.6 \text{ KN.m}$$

3) Travée CD :

Moment aux appuis

$$M_C = \frac{q_{wC}l_{wC}^3 + q_{eC}l_{eC}^3}{8.5(l'_{wC} + l'_{eC})} = \frac{7.299 \times (3.12)^3 + 7.299 \times (3.04)^3}{8.5(3.12 + 3.04)}$$

$$M_C = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{q_{wD}l_{wD}^3 + q_{eD}l_{eD}^3}{8.5(l'_{wD} + l'_{eD})} = \frac{7.299 \times (3.80)^3 + 7.299 \times (0)^3}{8.5(3.80 + 0)}$$

$$M_D = 3.26 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tCD} = \frac{q}{2} \times (x_{tCD})^2 + M_C$$

$$x_{tCD} = \frac{l_{CD}}{2} - \frac{M_C - M_D}{ql_{CD}} = \frac{3.80}{2} - \left(\frac{-8.15 + 3.26}{7.299 \times 3.80} \right)$$

$$x_{tCD} = 2.07 \text{ m}$$

$$M_{tCD} = \frac{7.299}{2} \times (2.07)^2 - 8.15$$

$$M_{tCD} = 7,48 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

1) Travée AB :

$$V_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 7.299 \frac{1.70}{2} + \frac{-6.28 + 2.48}{1.70}$$

$$V_A = 3.96 \text{ KN}$$

$$V_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -7.299 \frac{1.70}{2} + \frac{-6.28 - 0}{1.70}$$

$$V_B = -8,43 \text{ KN}$$

2) Travée BC :

$$V_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 7.299 \frac{3.90}{2} + \frac{-8.15 + 6.28}{3.90}$$

$$V_B = 13.75 \text{ KN}$$

$$V_C = -q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -7.299 \frac{3.90}{2} + \frac{-8.15 + 6.28}{3.90}$$

$$V_C = -14.71 \text{ KN}$$

3) Travée CD :

$$V_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 7.299 \frac{3.80}{2} + \frac{0 + 8.15}{3.80}$$

$$V_C = 16.01 \text{ KN}$$

$$V_D = -q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -7.299 \frac{3.80}{2} + \frac{-3.26 + 8.15}{3.80}$$

$$V_D = -12,58 \text{ KN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau III.2. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et aux travées :

Travée	Mw (KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	2.48	-6.28	2.15	3.96	-8.43
B-C	-6.28	-8.15	6.6	13.75	-14.71
C-D	-8.15	2.48	9.35	16.01	-12.58

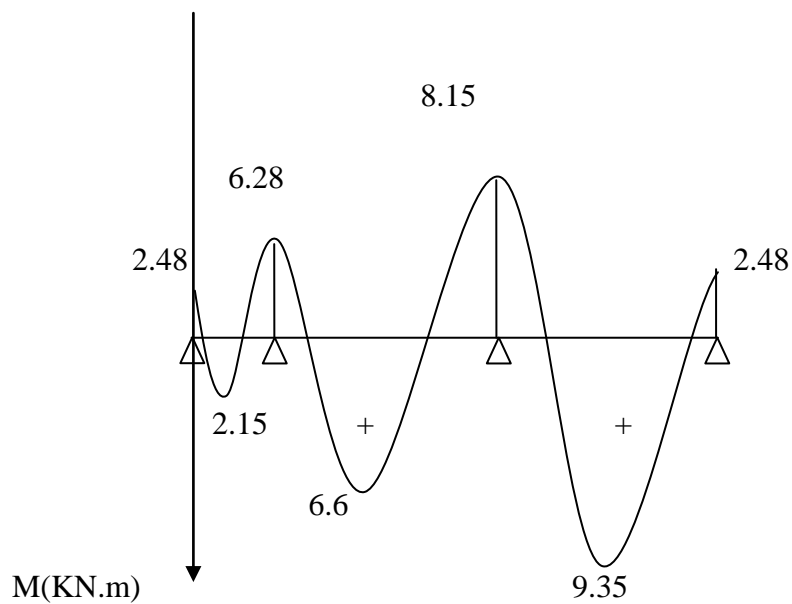


Figure 6: Diagramme des moments fléchissant

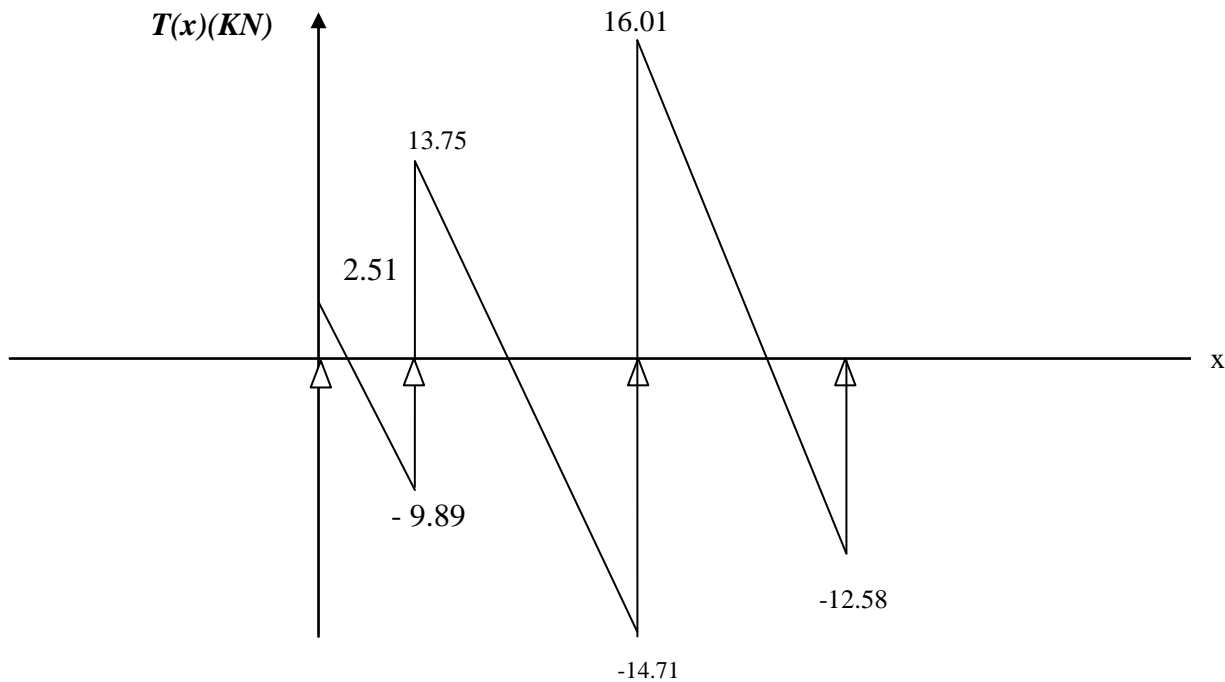


Figure III.8 : diagramme des efforts tranchants

V -3- Ferrailage à l'ELU :

V -3-1 – Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 9.35 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 8.15 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieurs)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 9.35 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \\ = 59,07 \text{ KN.m}$$

On a: $M_{t\max} = 9.35 \text{ KN.m} < M = 59.07 \text{ KN.m}$.

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

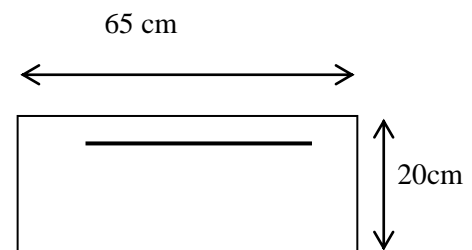
$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.35 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.35 \times 10^6}{0.985 \times 180 \times 348} = 151.5 \text{ mm}^2 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**



➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 8.15 \text{ KN.m}$$

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 de largeur **$b_0=12\text{cm}$** et de hauteur **$h=20\text{cm}$**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.15}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.148$$

$$\mu = 0.148 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.148 \Rightarrow \beta = 0.919$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.15 \times 10^4}{0.919 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

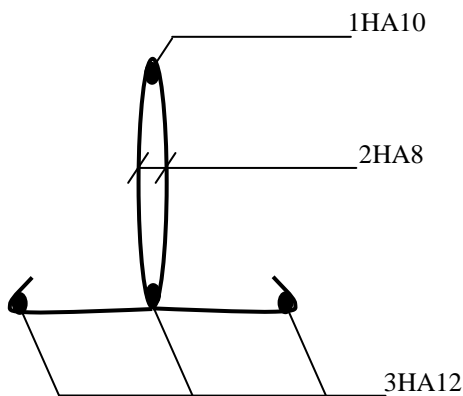
$A_a = 1.41 \text{ cm}^2$. On adopte **1HA10 + 1HA12 = 1.91 cm²**

Conclusion :

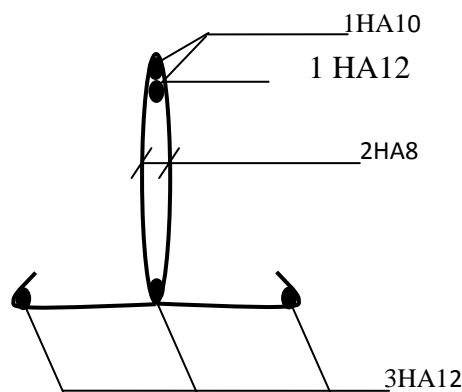
En travée : $3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $1\text{HA } 10 + 1\text{HA}12 = 1.91 \text{ cm}^2$.

Pour les aciers de continuité, on place $2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

V -3-2 – Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91 (art A.7.2.12).

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \Phi_1 \right\} = \min\{1.2; 0.6, 1.2\} = 6\text{mm}$$

Φ_t : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

h: hauteur du plancher

b_0 : largeur de lame

On prend $\Phi_t=6 \text{ mm}$

On adopte : $2 \text{ HA}6 = 0.56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

V -3-3 – Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d,40cm)$$

$$S_t \leq \min(16,2cm,40cm) = 16,2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

VI - Vérification à l'ELU :

VI -1- Condition de non fragilité :

➤ *En travée :*

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

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ *Sur appuis :*

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI -2- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec } T_{\max} = 14,71 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{14,71 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,681$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,681 < \bar{\tau} = 3,33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI -3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec } \sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.71 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 150.72} = 0.602 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.302 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

VI -4- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)

➤ *Sur le béton :*

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad \text{avec } a \leq 0.9d$$

$$T_{\max} = 14.71 \leq 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 = 129.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ *Sur l'acier :*

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right)$$

$$A_a = 1.91 \geq \frac{1.15}{400} \left(14.71 + \frac{8.15}{0.9 \times 18} \right) = 0.623 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI -5- l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} , \quad \text{avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1.2 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

VI -6- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$T_{\max} = 16.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{14.71 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.125$$

$$\tau_u = 0.125 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1,2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII - Calcul à l' E L S :

VII -1 - Moment de flexion 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' E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.299 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5.226 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.716$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Pour la poutre I :

$$q_s = 5.226 \text{ KN/ml}$$

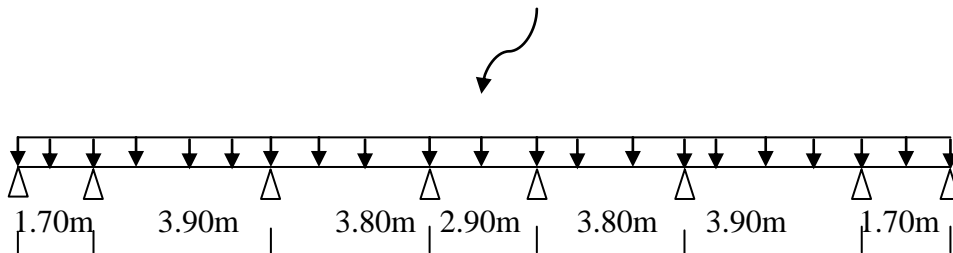


Tableau III.3. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et aux Travées (après avoir multiplier par q_s/q_u) à l'ELS:

Travée	Mw (KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	-1,77	-4.496	0.72	1.79	-7.08
B-C	-4.496	-5.84	4.73	9.85	-10.53
C-D	-5.84	-4.93	4.08	10.17	-9.69
D-E	-4.93	-4.93	1.76	8.36	-8.36
E-F	-4.93	-5.84	4.08	9.69	-10.17
F-G	-5.84	-4.496	4.73	10.53	-9.85
G-H	-4.496	-1,77	0.72	7.08	-1.79

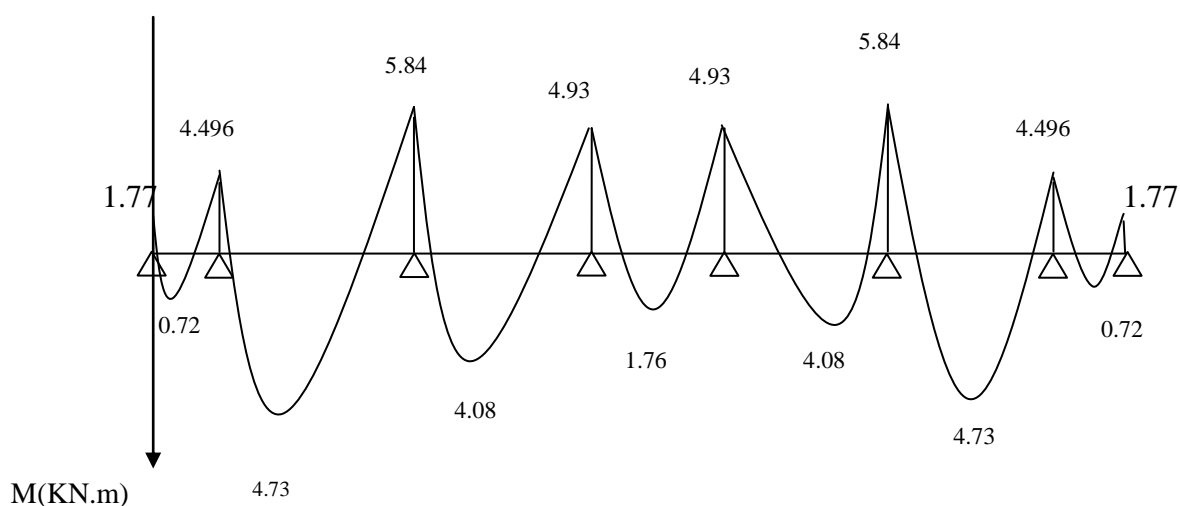


Figure III.9. Diagramme des moments fléchissant(ELS)

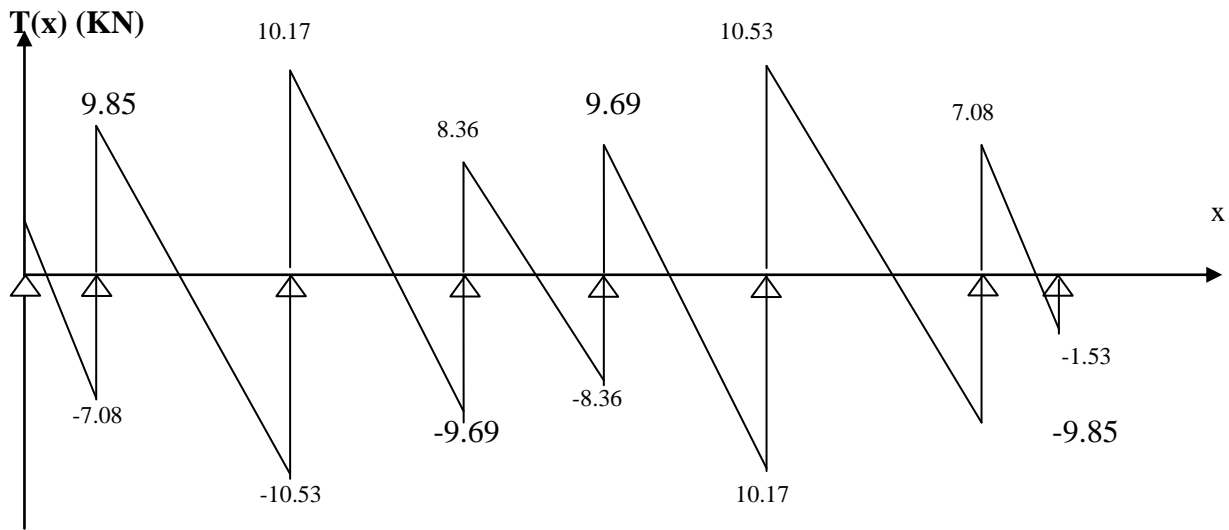


Figure.III.10. diagramme des efforts tranchants

Poutre II

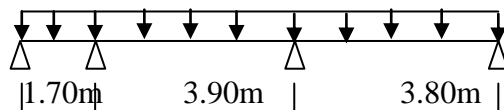


Tableau III.3. Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant aux appuis et aux Travées (après avoir multiplier par q_s/q_u) à l'ELS :

Travée	Mw (KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	0	-4.49	0.30	1.8	-7.08
B-C	-4.49	-5.84	4.73	9.85	-10.53
C-D	-5.84	0	6.69	11.46	-8.33

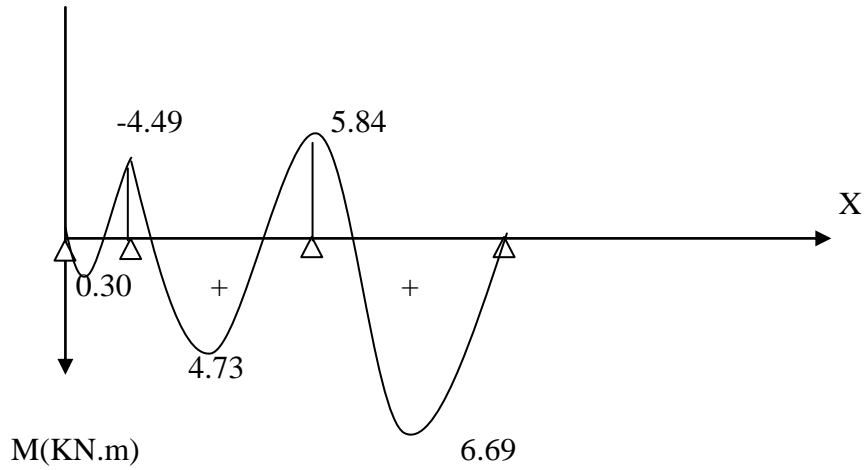


Figure III.11 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)

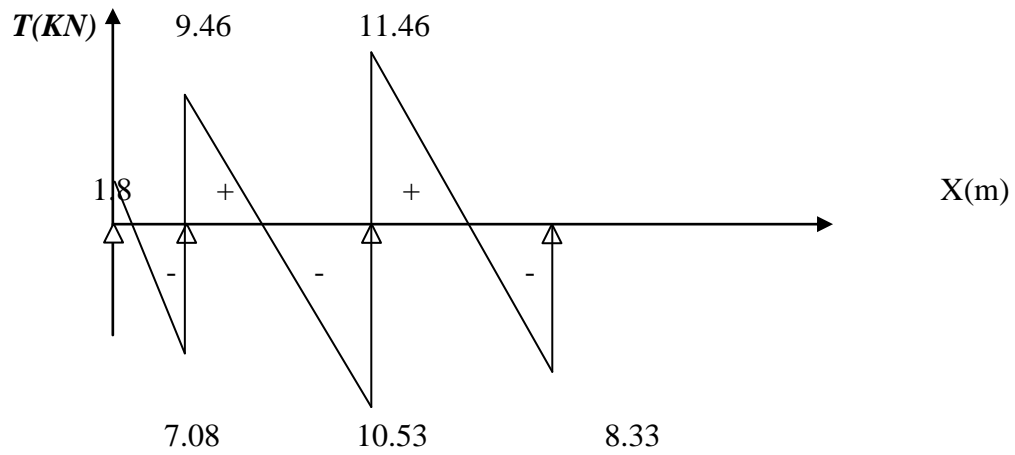


Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants (ELS)

VII -3 - Vérification à l'E.L.S :

VII -3 -1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

VII -3 -2- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ *En travée :*

$$A_t = 4.62\text{cm}^2, M_t = 6.69 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.15$$

$$\rho_1 = 2.15 \Rightarrow \beta_1 = 0.819 \Rightarrow \alpha_1 = 0.543 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.079$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{6.69 \times 10^6}{0.819 \times 180 \times 462} = 98.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.079 \times 98.23 = 7.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.76\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ *Sur appuis :*

$$A_a = 1.91\text{cm}^2, M_a = 5.84 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.91}{12 \times 18} = 0.883$$

$$\rho_1 = 0.883 \Rightarrow \beta_1 = 0.867 \Rightarrow \alpha_1 = 0.399 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.044$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{6.69 \times 10^6}{0.867 \times 180 \times 339} = 126.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.044 \times 126.45 = 5.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.56 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

VII -3 -3- Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Les règles du BAEL.91, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche dans le cas des poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$L = 420 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle)

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{390} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :
(Art. B6.5.2/ BAEL91).

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^2 \times l^2}{10 \cdot E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

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

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

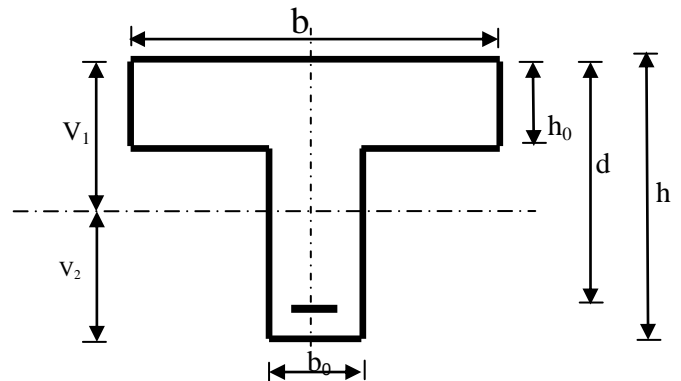
$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23644.53 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0,021$$



CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,78$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{1,03 ; 0\} = 0,99$$

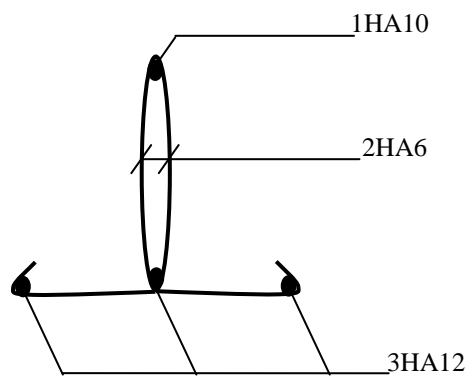
$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 23644,53}{1 + 0,78 \times 0,99} = 14676,09 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

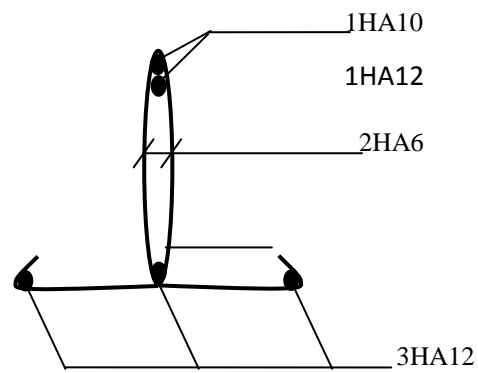
$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{6,6 \times 10^6 \times 3900^2}{10 \times 10819 \times 11635,61 \times 10^4} = 6,32 \text{ mm} < \bar{f} = 7,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

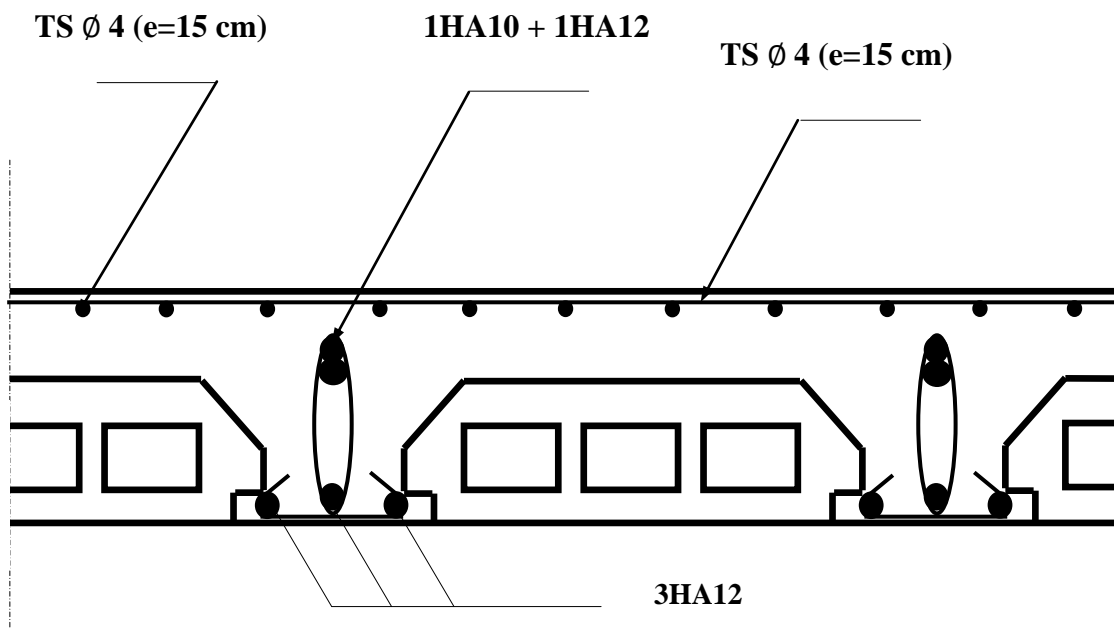


Figure. III.13 : Plan de ferrailage du plancher

III.3 Les balcons

III.3.1 Introduction :

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 encastree au niveau de la poutre de rive. Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.3.2 Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1.70m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{170}{10} = 17\text{cm} \text{ Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

Donc **e=20cm**

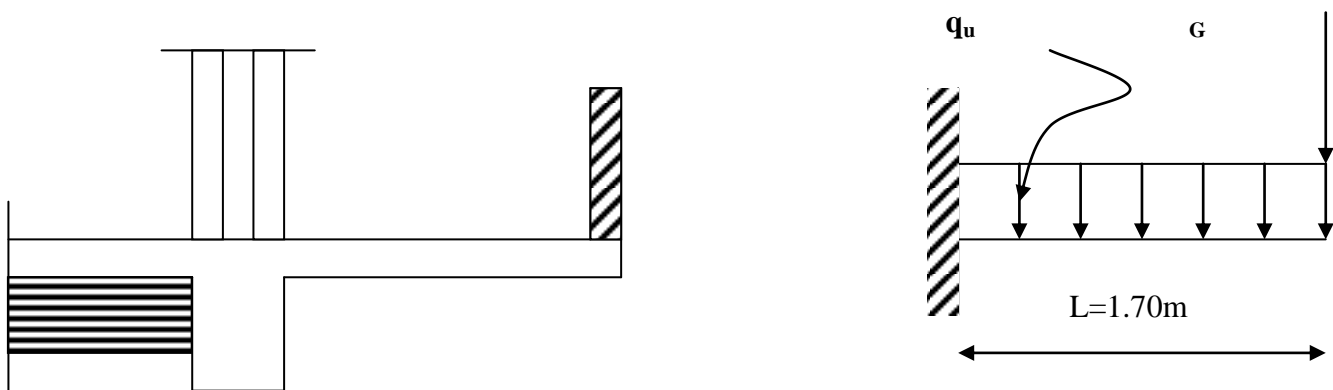


Figure 1 : Schéma statique du balcon.

III.3.2.1 Détermination des charges et surcharges

➤ **Charges permanentes :**

• **La dalle pleine :**

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m2)
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	3	0.66
3. Couche de sable	3	0.54
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Enduit en plâtre	2	0.20
		G=5.59

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

- **Garde corps :**

Élément	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit en mortier de ciment	2x0.02	0.72
2. Briques creuses	0.10	0.90
		G=1.62

➤ **charge d'exploitation :** $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$

III.3.2.2 Calcul à l'ELU

Combinaison des charges :

A L'ELU :

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.59) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.79 \text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{KN}$$

A L'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.59 + 3.5] \times 1 = 9.09 \text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{KN}$$

Le ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la distance dangereuse est située au niveau d'encastrement.

- **Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} - q_{u2} \cdot l \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{-12.79 \times 1.70^2}{2} - 2.19 \times 1.70 \quad \Rightarrow \quad M_u = -22.20 \text{ KN.m}$$

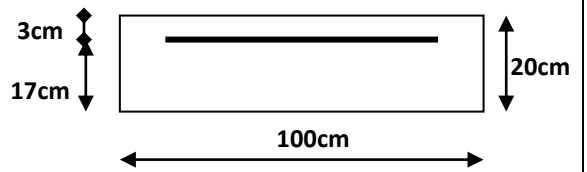
$$M_u = -22.20 \text{ KN.m}, \quad b = 100 \text{cm}, \quad d = 17 \text{cm}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendues.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

a) Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.20 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu = 0.054 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.20 \times 10^6}{0.972 \times 170 \times 348} = 386.06 \text{ mm}^2 = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.86 \text{ cm}^2$$

Armatures principale 4HA12/ml = 4.52 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 4HA8/ml = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91 modifier 99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91 modifier 99) :

Aucune armatures d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

Avec :

$$V_u = q_{u1}xL + q_{u2} = 12.79 \times 1.70 + 2.19 = 23.93 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.93 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.14 \text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0.14 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \implies$ Condition vérifiée (les armatures transversale ne sont pas nécessaire)

c) Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.93 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 150.72} = 1.03 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies 1.03 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa} \implies$ Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement des barres).

d) espacement des barres :(Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99)

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow \text{Vérfiée.}$

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow \text{Vérfiée.}$

e) longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.84\text{MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.82} = 42.55\text{cm.} \quad \longrightarrow \quad l_s = 45\text{cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0.4ls pour les aciers HA

$$L_r = 0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm}$$

Soit **$L_r = 18\text{cm}$**

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.4.2.1/BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \cdot 0.9 \frac{db}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \frac{170 \times 1000}{1.15} = 1330.43\text{KN}$$

$$V_u = 23.93 \text{ KN} < 1330.43\text{KN}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal)

$$A_s > \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} \text{ avec } V_u = 23.93\text{KN}$$

$$A_s = 4.52\text{cm}^2 > \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{23.93 \times 10}{400/1.15} = 0.68\text{cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

- **Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + q_{s2} \cdot l$$

$$M_s = \frac{-9.09 \times 1.70^2}{2} - 1.62 \times 1.70 = \mathbf{15.88 \text{ KN.m}} \implies M_s = \mathbf{15.88 \text{ KN.m}}$$

- **Les contraintes dans le béton et l'acier:**

➤ **La contrainte dans l'acier:**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17} = 0.268$$

$$\rho_1 = 0.268 \implies \beta_1 = 0.918 \implies k_1 = 45.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.88 \times 10^3}{0.918 \times 17 \times 4.52} = 225.15 \text{ MPa} \implies \sigma_{st} = \mathbf{225.15 \text{ MPa}} \geq \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

Condition non vérifiée \implies le calcul des armatures à l'ELS est obligatoire.

Détermination d'armature à l'E.L.S :

$$\mu = \frac{M_s}{b d^2 \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15.88 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 201.63} = 0.002$$

$$\mu = 0.002 < \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0.002 \implies \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15.88 \times 10^6}{0.999 \times 170 \times 201.63 \times 10^2} = \mathbf{4.63 \text{ cm}^2}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$A_s = 4.63\text{cm}^2$$

On adopte : **5HA12=5.65cm² → S_t=20cm**

$$\text{Donc } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42\text{cm}^2$$

On adopte : **4HA8=2.01cm² → S_t=25cm**

➤ **Contrainte dans le béton** : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = 225.15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{225.15}{45.98} = 4.89\text{MPa}$$

$\sigma_{bc}=4.89\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$ → condition vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (Art.6.8.424/BAEL91)**

.Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

➤ **Calcul de la flèche :**

$$\text{On va vérifier la formule suivante : } f_v = \frac{M_s l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq f \equiv \frac{L}{250}$$

Avec : I : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$E_v : \text{module de déformation déferé. } E_v = 10818.865\text{MPa}$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.28\text{cm}$$

$$Y_1 = 10.28\text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 \implies Y_2 = 20 - 10.28 = 9.72\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.28^3 + 9.72^3) + 15 \times 5.65 (9.72-2)^2 = 71874.43 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 71874.43 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 17} = 0.0033$$

Calcul des coefficients λ et μ

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0033 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 2.54$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 222.15 + 2.1} = 0.26$$

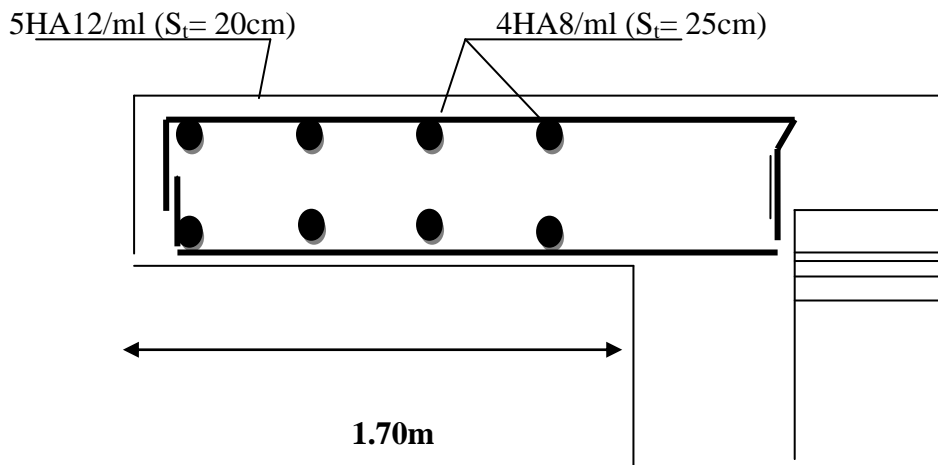
$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda} = \frac{1.1 \times 71874.43}{1 + 0.26 \times 2.54} = 47616.16 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{M_S l^2}{4 E_v I} = \frac{15.88 \times 170^2 \times 10^3}{4 (10818.86) \times (47616.16)} = 0.22 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{170}{250} = 0.68 \text{ cm}$$

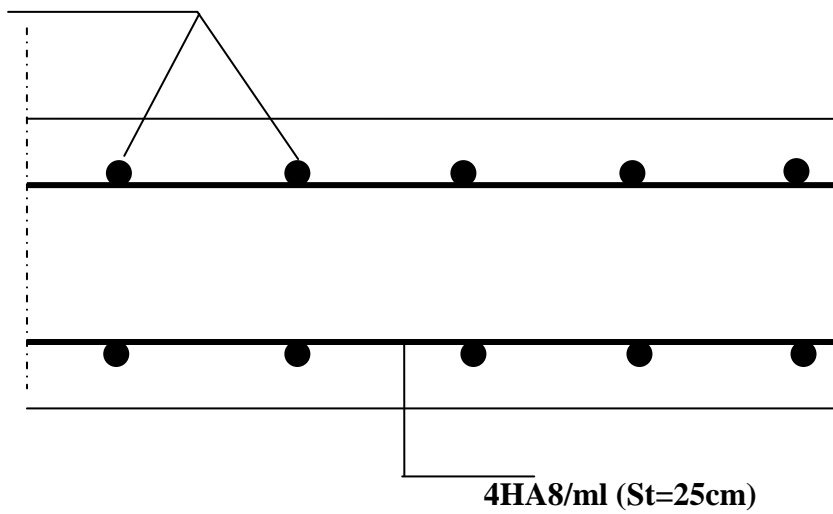
➡ **La flèche est vérifiée**

Conclusion : le balcon sera ferrailé comme suite :

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX



5HA12/ml ($S_t = 20\text{cm}$)



Coupe A-A

Figure 2 : Ferrailage du balcon.

III.4 Etude de la salle machine

III.4.1 Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimension $(3.20 \times 5.60) \text{ m}^2$ repose sur quatre côtés, pouvant charger 8 personnes de 6,3KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes, et de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$.

III.4.2 Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{320}{30} = 10,66\text{cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ;

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

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Le 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.

- **Calcul du panneau à l'ELU**
 - **Calcul des efforts**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

- Principe de la méthode :

Soit (L_x) et (L_y) les distances mesurées entre nœuds d'appuis et (q) la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

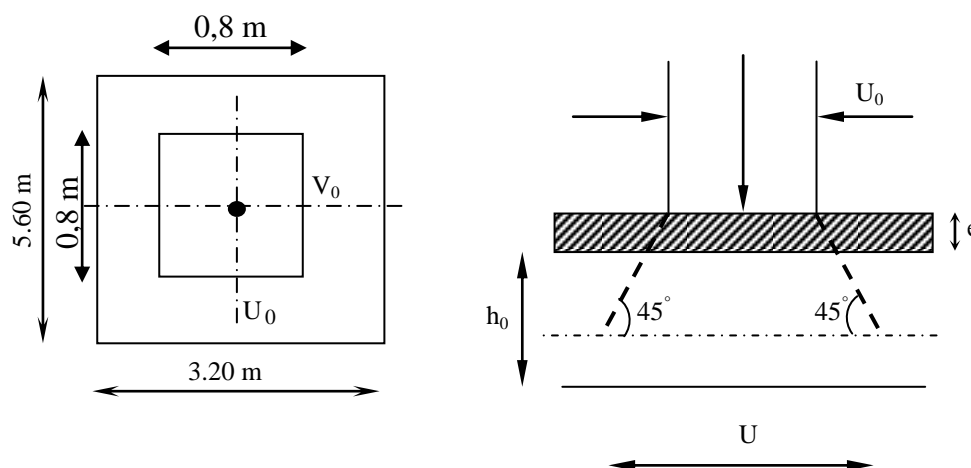


Fig. III.5.1 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{320}{560} = 0.571$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2(\varepsilon e + \frac{h_t}{2}) \\ V = V_0 + 2(\varepsilon e + \frac{h_t}{2}) \end{cases}$$

Avec :

$h_t = 20\text{cm}$ (Épaisseur de la dalle)

$e = 5\text{cm}$ (revêtement de la dalle)

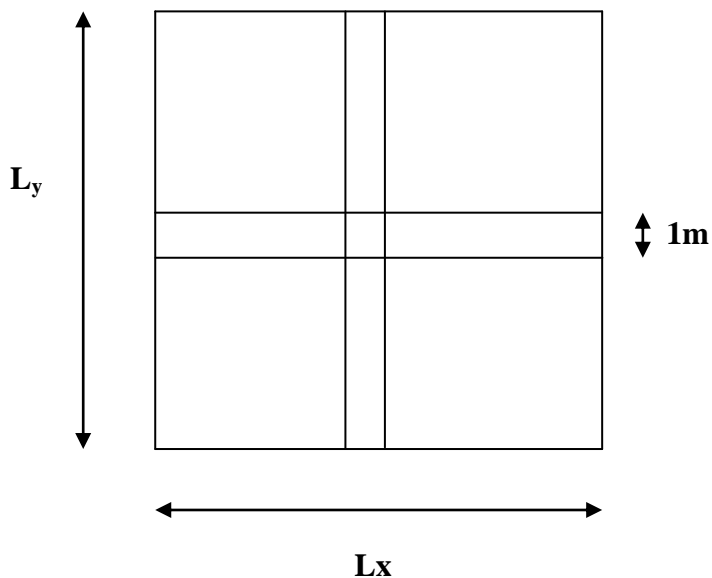
$\varepsilon = 1$ (revetement du beton)

$$U_0 = V_0 = 80$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + 2\left(1 \times 5 + \frac{20}{2}\right) = 110\text{cm} \\ V = 80 + 2\left(1 \times 5 + \frac{20}{2}\right) = 110\text{cm} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à l_x et l_y

▪ **Détermination des sollicitations :**



à L'ELU :

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times 0,20) + 1,5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ ml (charge uniformément répartie)}$$

à L'ELS :

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

➤ Calcul des moments

Les moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_u \text{ et } M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.571 \\ \frac{U}{L_x} = 0.3 \\ \frac{V}{L_y} = 0.2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.172 \\ M_2 = 0.090 \end{array} \right.$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_u = 0.172 \times 121.5 = 20,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_u = 0,042 \times 121.5 = 10.935 \text{ KN.m}$$

Coefficient de Poisson:

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

Moments dus au poids propre de la dalle pleine M_x et M_y :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

$$\rho = 0.57, \nu = 0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0852 \\ \mu_y = 0.266 \end{array} \right.$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0852 \times 8.25 \times (3.20)^2 = 7.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.266 \times 7.19 = 1.92 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_{xt} = M_{x1} + M_{x2} = 20.89 + 7.19 = 28.08 \text{ KN.m}$$

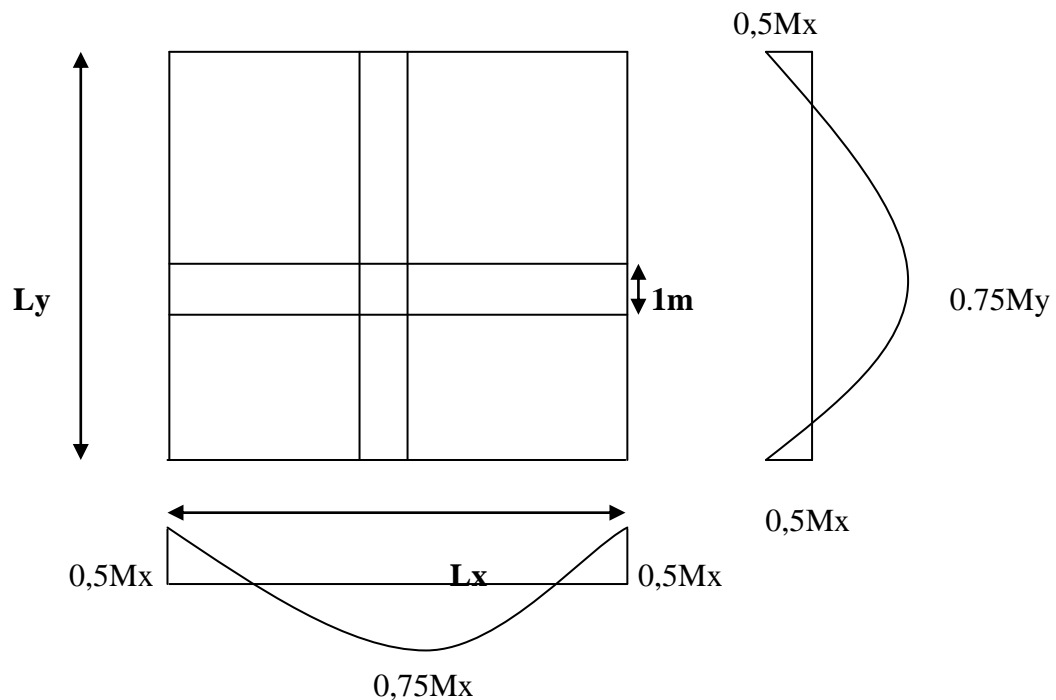
$$M_{yt} = M_{y1} + M_{y2} = 10.935 + 1.92 = 12.855 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

III.4.3 Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur :



Sens x-x :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_{xt} = 0,5 \times 28,08 = 14,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,04 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0305 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,0305 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,04 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3,14 cm²**

➤ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{xt} = 0,75 \times 28,08 = 21,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,06 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21,06 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 3,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12=4,52 cm²**

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Sens y-y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{ay} = 0.5M_{xt} = 0.5 \times 28.08 = 14,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,04 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0305 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,04 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3,14 cm²**

➤ **En travée :**

$$M_{ty} = 0.85M_{yt} = 0.75 \times 12.885 = 9,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,66 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,66 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3,14 cm²**

✓ **Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu (KN. m)	μ	β	A calculée (cm ²)	A Adoptée	A Adoptée (cm ²)
Sur appuis	x-x	14,04	0,0305	0,994	2,27	4HA10	3,14
	y-y	21,06	0,018	0,984	2,27	4HA10	3,14
En travée	x-x	21,04	0,046	0,971	3.44	4HA12	4,52
	y-y	9,66	0,020	0,976	1.55	4HA10	3,14

III.4.4 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/BAEL91) :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.20}{5.60} = 0.571$$

a- Sens x-x :

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.571)}{2} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.571)}{2} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Sens y-y :

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.571)}{2} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.571)}{2} = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25 \text{ cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = (20 ; 25) \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1.10 + 1.10) = 4.4m$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.4 \times 0.20 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 660 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P}{(2U + V)}$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1,10 + 1,10} = 27,27 \text{ KN} \quad \text{Au milieu de } V \text{ on a :}$$

$$V_u = \frac{P}{3U}$$

$$V_u = \frac{90}{3 \times 1,10} = 27,27 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{27,27 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

III.4.5 Vérification à L'ELS :

$$(v = 0,2)$$

✓ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :**

$$M_{x1} = P(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = P(M_2 + v \cdot M_1)$$

D'où $M_1=0.172$ et $M_2=0.090$ (Table de PIGEAUD)

$$P=90 \text{ KN}$$

$$M_{x1}=90(0.172+0.2 \times 0.090) = 17.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}=90(0.090+0.2 \times 0.172) = 11.196 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x1}$$

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

$$\rho = 0.57, \nu = 0.2 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.442 \end{cases}$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0897 \times 5 \times (3.20)^2 = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x1} = 0.442 \times 17.1 = 7.5582 \text{ KN.m}$$

✓ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_{xt} = M_{x1} + M_{x2} = 17.1 + 4.59 = 21.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = M_{y1} + M_{y2} = 11.196 + 7.5582 = 18.7542 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5 M_{xt} = 0.5 \times 21.69 = 10,845 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.75 M_{xt} = 0.75 \times 21.69 = 16,2675 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens y-y :**

• **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5 M_{yt} = 0.5 \times 18.7542 = 9,3771 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_t = 0.75 M_{yt} = 0.75 \times 18.7542 = 14,06565 \text{ KN.m}$$

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

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire (condition vérifiée)
- 2- La nuance d'acier est de FeE400 (condition vérifiée)
- 3- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **Sens X-X :**

• **Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,04}{10,845} = 1,29$$

$$\mu_u = 0,0305 \rightarrow \alpha = 0,01489$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 > 0,01489 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,66}{16,26} = 0,59$$

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \alpha = 0,1689$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,59-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,045 > 0,1689 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens Y-Y :**

• **Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,04}{10,845} = 1,29$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 > 0,0227 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,66}{9,912} = 0,97$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,97-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,235 > 0,0227 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la vérification de la contrainte de compression de béton.

•Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

•Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

H : hauteur de la dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

A_x : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

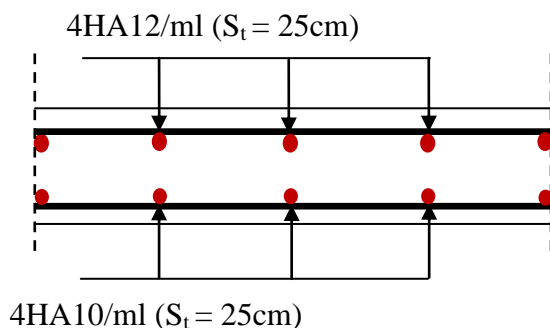
d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

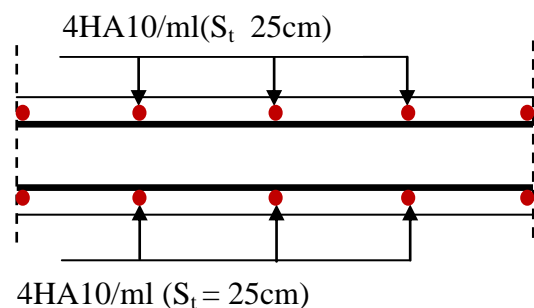
$$1) \frac{h}{L_x} = \frac{20}{320} = 0,0625 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,75M_{tx}}{20M_x} = \frac{21,06}{20 \times 28,08} = 0,0375 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

III.4.6 Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :



Sens x-x



Sens y-y

III.5 Etude de la poutre de chaînage

III.5.1 Introduction :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.5.2 Prédimensionnement :

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

- **La hauteur h_t :**

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

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

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

Sachant que $L = 390\text{cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{390}{15} = 26\text{cm} \text{ et } \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39\text{cm}$$

Ce qui donne $26 \leq h_t \leq 39 \implies$ On prend $h_t = 30\text{cm}$

La largeur b sera :

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

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

on prend $b = 20\text{cm}$.

- **Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1).**

$$\left. \begin{array}{l} b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ ht = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

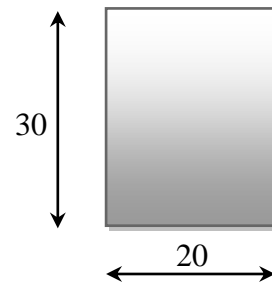


Fig. III.4.1 Dimensions de la poutre chaînage

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est :

Poutre chaînage : (20x 30) cm²

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.5.3 Evaluation des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

Eléments	Charges (KN/ml)
Poids propre de la poutre	$0,2 \times 0,3 \times 25 = 1.5$
Poids du plancher	$5,54 \times (0,65/2) = 1,8005$
Poids du mur	$2.36 \times (3.06-0.30) = 6.5136$
	G=9.81KN/ml

❖ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{KN/ml.}$$

✓ Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1,3 G + 1,5q = 1,35 \times 9.81 + 1,5 \times 0,487 = 13.96 \text{KN/ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 9.81 + 0,487 = 10.29 \text{KN/ml.}$

III.5.4 Etude de la poutre a l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

a) Calcul des efforts :

- Calcul des moments :

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{13.96 \times 3,90^2}{8} = 26.54 \text{KN.m}$$

afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 26.54 = 22.56 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,30 \times 26.54 = -7.96 \text{KN.m}$$

- Calcul des réactions d'appuis:

$$R_A = R_B = q_u \frac{L}{2} = 13.96 \times \frac{3.90}{2} = 27.22 \text{KN}$$

$$T = 27.22 \text{KN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

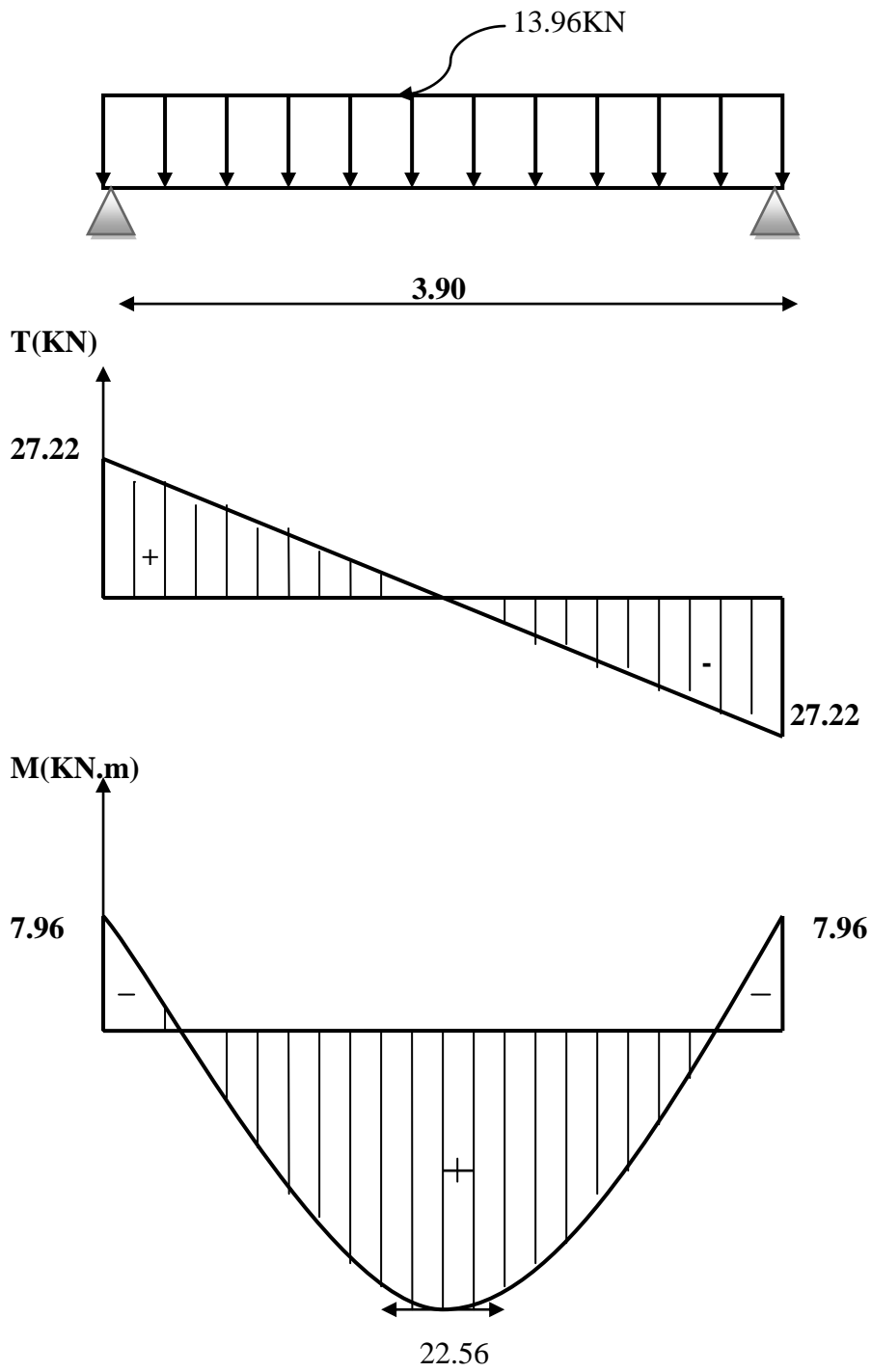


Fig. III.4.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales :

• **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22.56 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.102$$

III.5.4.1 $\mu = 0.102 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

III.5.4.2 $\mu = 0.102 \Rightarrow \beta = 0.946$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{22.56 \times 10^3}{0.946 \times 28 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39cm²**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.96 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.036$$

III.5.4.3 $\mu = 0.036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

III.5.4.4 $\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,982$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{7.96 \times 10^3}{0.982 \times 28 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36cm²**

III.5.5 Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)

✓ **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 27.5 \times \frac{2,1}{400} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.676 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$A_{min} = 0.676cm^2 < (A_t = 3.39cm^2; A_a = 2.36cm^2) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27.20}{0.20 \times 28} = 485.72KN/m^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4MPa \right\} = \min \{2,5; 4MPa\} = 2,5MPa \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.485MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

1) dans le béton : (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :

$$T_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 27.20KN \leq 0.4 \times 20 \times 0.9 \times 28 \frac{2.5}{1.5} = 336KN \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

2) Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321) :

$$A_a = 2.36cm^2 \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} (27.20 + \frac{-7.09}{0.9 \times 0.28}) = -0.003m^2 = -26.87cm^2$$

$$A_a = 2.36cm^2 \geq -26.87cm^2 \longrightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

✓ Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304cm$$

$$\tau_{se} = \frac{27.20 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.95MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

$$L_s = \frac{f_e \cdot \phi}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2.83} = 423.28mm = 42.33cm$$

Soit : $L_s = 45cm$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$$

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

✓ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0.857; \frac{20}{10} = 2; 1.2 \right\} = 0.857 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm}$.

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 ; $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min(25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{2.01 \times 400}{20 \times 20} = 2.01 \text{ MPa} > 0.40 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :**

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5; 12) \quad S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(7.5 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm})$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$ en zone nodale

• **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

❖ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III.5.6 Vérification à l'ELS :

$$q_s = 10.29 \text{ KN/m}$$

a) Calcul des efforts :

- Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{L}{2} = 10.29 \times \frac{3.90}{2} = 20.06 \text{ KN}$$

$$T_s = 20.06 \text{ KN}$$

- Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8} = 10.29 \times \frac{3.90^2}{8} = 19.56 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 19.56 = -5.86 \text{ KN.m}$$

- En travée:

$$M_t = 0,85 \times 19.56 = 16.63 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Schéma statique du diagramme des efforts à l'ELS :

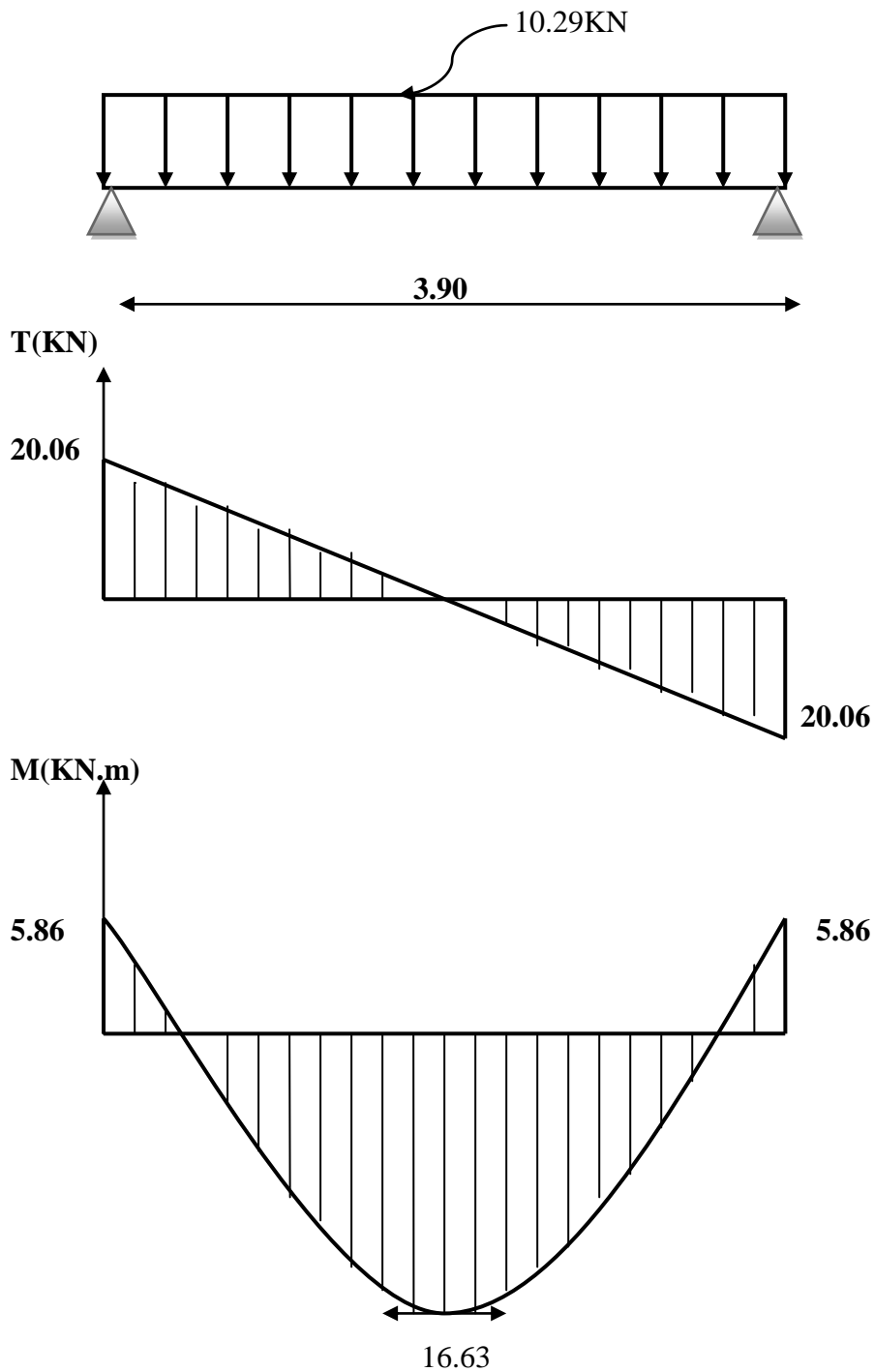


Fig. III.4.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

b) vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s ; \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

- **Aux appuis :**

$$M_a = -5.86 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{20 \times 28} = 0,429$$

$$\rho_1 = 0,429 \Rightarrow \beta_1 = 0,900 \Rightarrow k_1 = 35,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,86 \times 10^3}{0,900 \times 28 \times 2,36} = 98,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{98,53}{35} = 2,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_s = 16,63 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,606$$

$$\rho_1 = 0,606 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow k_1 = 28,48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16,63 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 197,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{197,93}{28,48} = 6,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

c) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 197,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :

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

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

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec : $\frac{h}{L} = \frac{30}{390} = 0,076 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \implies$ **condition vérifiée**
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_e^s}{10M_0}$ avec : $\frac{30}{390} = 0,076 \leq \frac{16,63}{10 \times 19,56} = 0,085 \implies$ **condition non vérifiée**
- 3) $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ avec : $\frac{3,36}{20 \times 28} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies$ **condition vérifiée**

Vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche

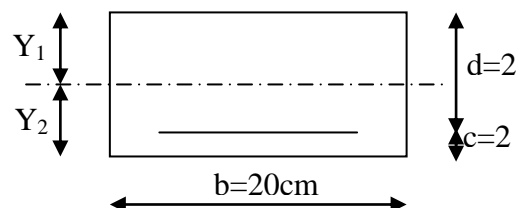
On va vérifier la formule suivante : $f \leq \bar{f}$

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm} \implies \bar{f} = 0,78 \text{ cm}$$

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

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$



CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx\frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{20x\frac{30^2}{2} + 15x3.39x28}{20x30 + 15x3.39} = 16.01\text{cm}$$

$$Y_2 = 30 - 16.01 = 13.99\text{cm} \implies Y_2 = 13.99\text{cm}$$

$$I = \frac{20}{3} \times (16.01^3 + 13.99^3) + 15 \times 3.39 \times (13.99 - 2)^2 = 52922.26 \text{ cm}^4$$

$$I = 52922.26\text{cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \longrightarrow f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.29 \times (3.90)^4 \times 10^6}{10818.86 \times 52922.26} = 0.054\text{cm}$$

$$f = 0.054\text{cm} \leq \bar{f} = 0.78 \text{ cm}$$



La flèche est vérifiée.

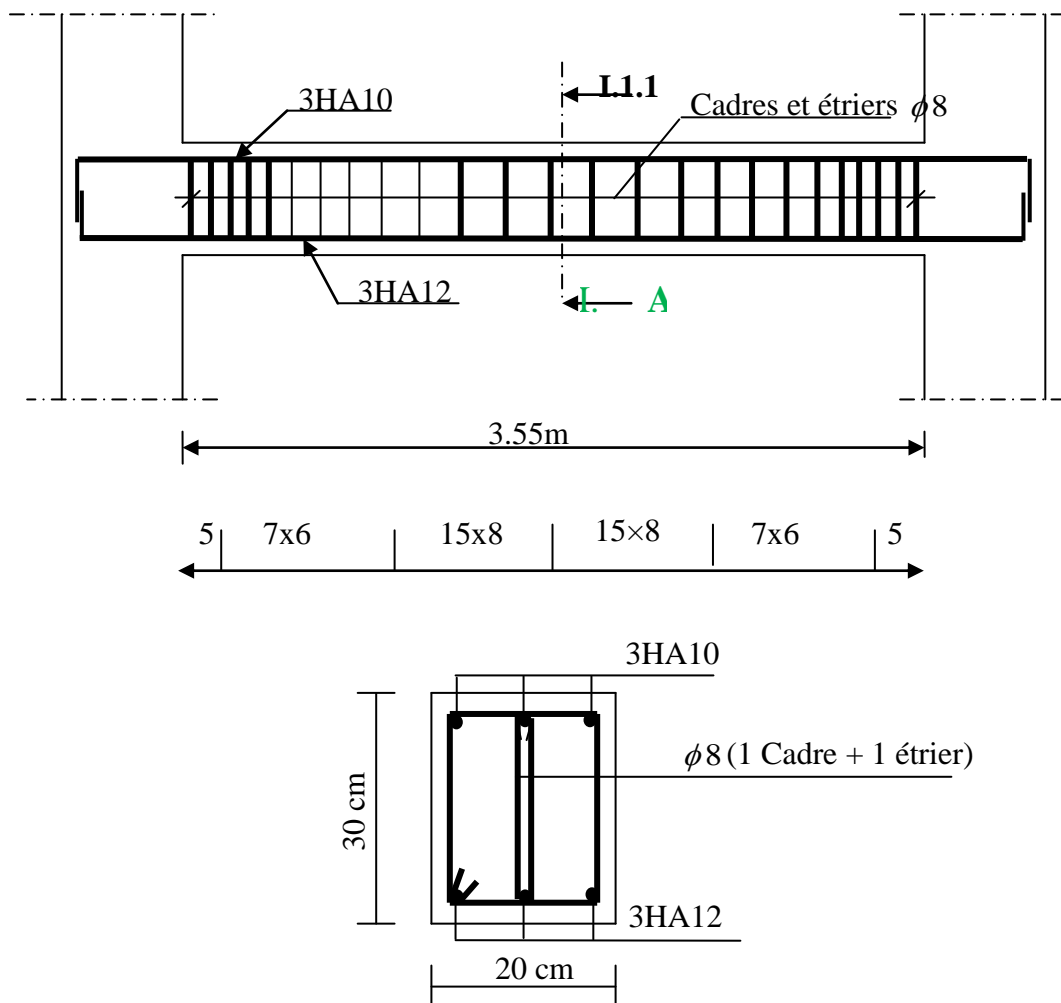


Fig.III.4.3 ferrailage de poutre de chaînage

III.6 Calcul des escaliers

III.6.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

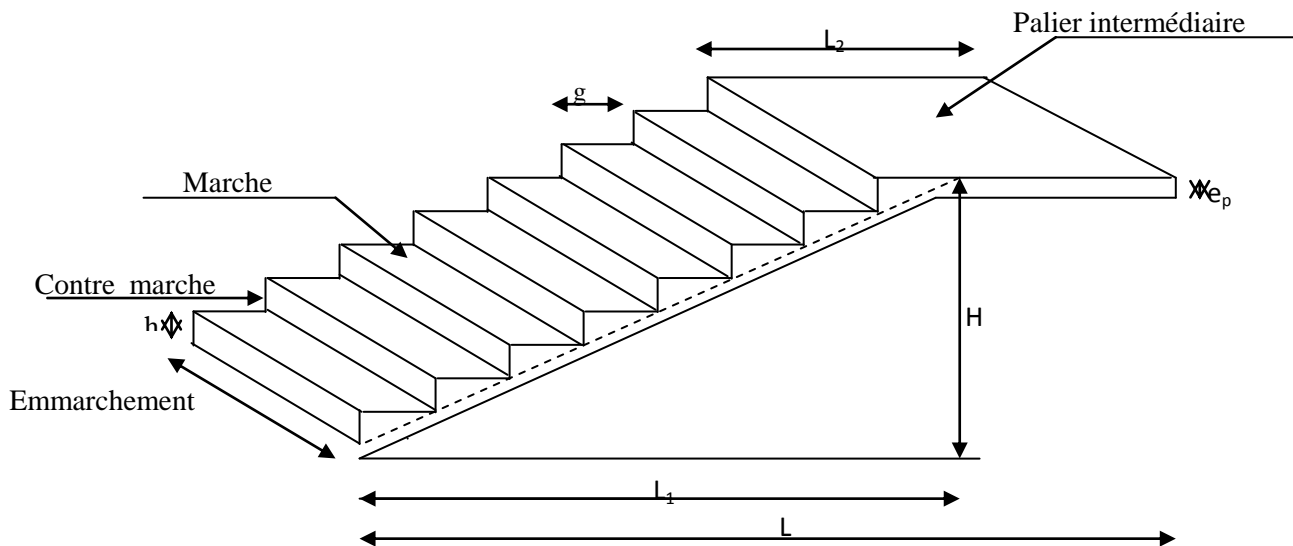


Figure 1 : Coupe verticale de l'escalier

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'embranchement E représente la largeur de la marche.
- Le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées.
- La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

III.6.2 Pré dimensionnement de l'escalier :

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

$$0,59m \leq 2h + g \leq 0,66m$$

Avec :

h : hauteur de la contre marche, avec : $14cm \leq h \leq 18cm$.

g : largeur de la marche, avec : $28 cm \leq g \leq 30cm$.

On adopte : **$h=17cm$** .

III.6.2.1 Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

- Pour l'étage courant **$H = 3.06m$** .

Alors : $n = H/h = 3.06/0.17 = 18$.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques,

On aura :

$n = 9$ contres marches pour la première volée

$n = 9$ contres marches pour la deuxième volée

Le nombre de marches est pris égale a $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

- **Calcul du giron :**

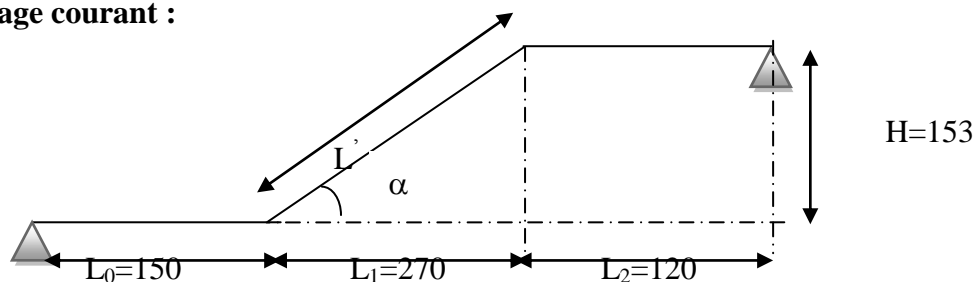
➤ Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L1/m$.
On a: $L1=2.4m$, $\longrightarrow g = 2.4/8=0.3m \longrightarrow g = 30cm$.

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL**

$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64cm \longrightarrow 59 \leq 64 \leq 66 cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Le schéma statique d'escalier :

- **Etage courant :**



La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse $L=L'+L_2$

On: $L' = \frac{L_1}{\cos \alpha}$
 $\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{270} = 0,566 \longrightarrow \alpha = 30^\circ$

Donc : $L' = \frac{270}{\cos 30} = 310.34cm$

D'où $L = 1.50+310.34+120=580.34cm$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{580.34}{30} \leq e_p \leq \frac{580.34}{20} \longrightarrow 19.34cm \leq e_p \leq 29.017cm$

On prend : **$e_p=25cm$**

III.6.3 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport a la porté de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la palliasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

➤ Charges permanentes :

1. La volée :

Élément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times e_p}{\cos\alpha} = \frac{25 \times 0.25}{\cos 31.26} = 7.31$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$(20 \times 0.02 + 22 \times 0.02 + 18 \times 0.02 + 18 \times 0.02) = 1.56$
- Poids propre du garde corps	0,2
G = 11.195	

Tableau 1 : Charge totale de la volée.

2. Le palier :

Élément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	$25 \times 0,25 = 6.25$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,56
G = 7.81	

Tableau 2 : Charge totale du palier.

3. Les charges concentrées (mur extérieur). Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.06 - 0,25) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.63\text{KN/ml.}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

4. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1.35 \times 11.195 + 1.5 \times 2.5) = 18.86\text{KN/ml}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

- le palier : $q_{2u} = (1.35 \times 7.81 + 1.5 \times 2.5) = 14.29 \text{ KN/ml}$
- la charge concentré : $q_{3u} = 1,35 \times 6.82 = 9.21 \text{ Kml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (11.195 + 2.5) \times 1 = 13.69 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (7.81 + 2.5) \times 1 = 10.31 \text{ KN/ml}$
- le mur intérieur : $q_{3s} = 6.82 \text{ KN/ml}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

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

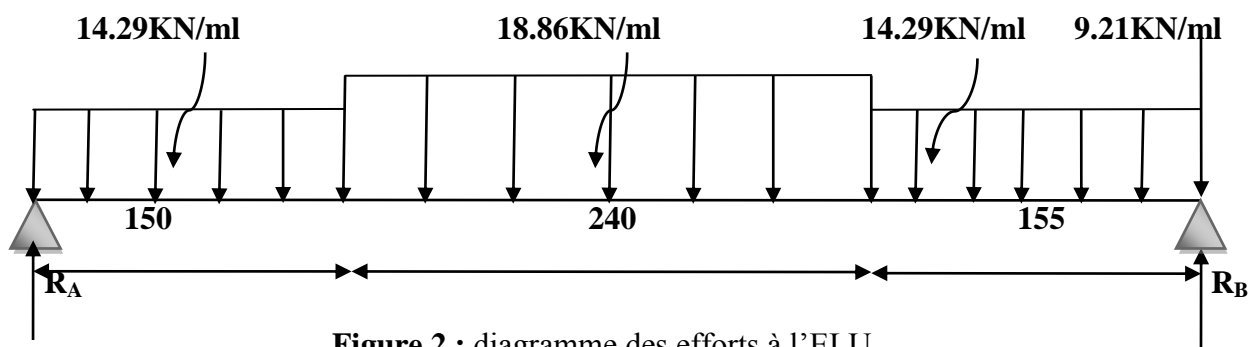


Figure 2 : diagramme des efforts à l'ELU.

➤ Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = (18.86 \times 2.4) + (14.29 \times 1.55) + (14.29 \times 1.50) + 9.21 = 98.05 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A \times 5.45 - [(14.29 \times 1.5) \times 4.7] - [(18.86 \times 2.4) \times 2.75] - [(14.29 \times 1.55) \times 0.775] = 0$$

$$\implies R_A = 44.47 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies -R_B \times 5.45 + 9.21 \times 5.45 + [(14.29 \times 1.55) \times 4.675] + [(18.86 \times 2.4) \times 2.70] + [(14.29 \times 1.50) \times 0.75] = 0$$

$$\implies R_B = 53.58 \text{ KN}$$

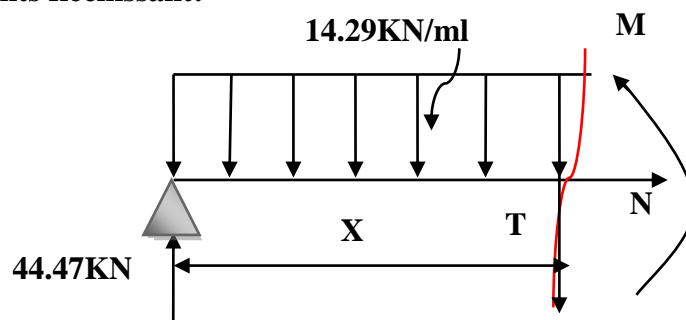
Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1.50$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -14.29X + 44.47$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 44.47 \text{ KN} \\ X = 1.5 \text{ m} \implies T(1.5) = 23.03 \text{ KN} \end{array} \right.$$



CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7.145x^2 + 44.47 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 1.5 \text{ m} \Rightarrow M(1.5) = 50.62 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments max : } T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M_{\text{max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 3.11 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(3.17) = 69.19 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

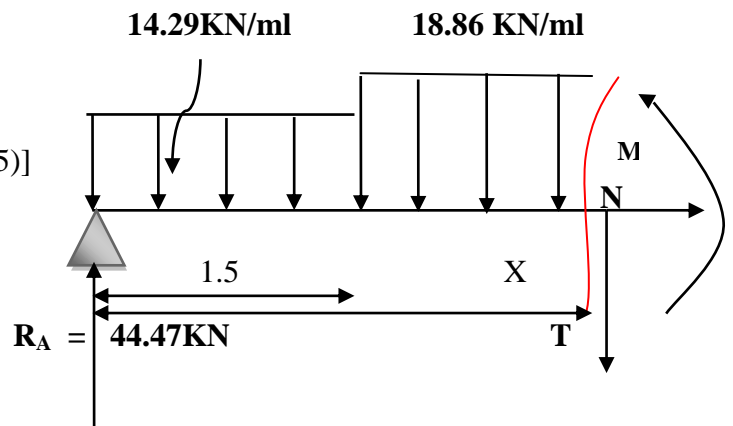
- **2^{ème} tronçon 1.5 ≤ X ≤ 3.9m**

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 44.47 - (14.29 \times 1.5) - [18.86(X - 1.5)]$$

$$= 51.32 - 18.86X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 1.5 \text{ m} \Rightarrow T(1.5) = 23.03 \text{ KN} \\ X = 3.9 \text{ m} \Rightarrow T(3.9) = -22.23 \text{ KN} \end{array} \right.$$



- **Moments fléchissant :**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = [-14.29 \times 1.5(X - 1.5/2)] - [18.86(X - 1.5)^2/2] + 44.47X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 1.5 \text{ m} \Rightarrow M(1.5) = 50.62 \text{ KN.m} \\ X = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M(3.9) = 51.60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments max : } T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M_{\text{max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2.72 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(2.72) = 64.69 \text{ KNm}$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

- **3^{ème} tronçon 0 ≤ X ≤ 1.55m**

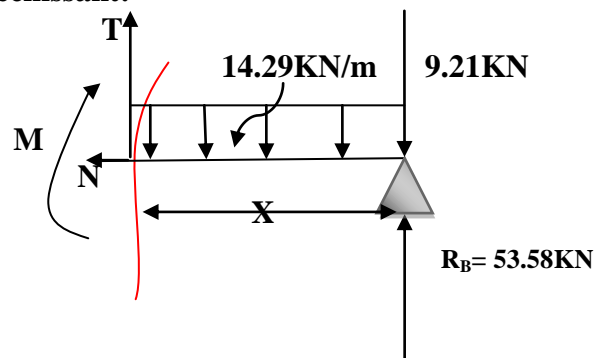
Efforts tranchants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 14.29x - 44.37 \\ X = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -44.37 \text{ KN} \\ X = 1.55 \text{ m} \Rightarrow T(1.55) = -22.23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7.145x^2 + 44.37 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$X = 1.55 \text{ m} \implies M(1.55) = 51.60 \text{ KN}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 3.10 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3.14) = 68.88 \text{ KN.m}$$

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (69.19) = -20.57 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (69.19) = 58.80 \text{ KN.m}$$

6. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

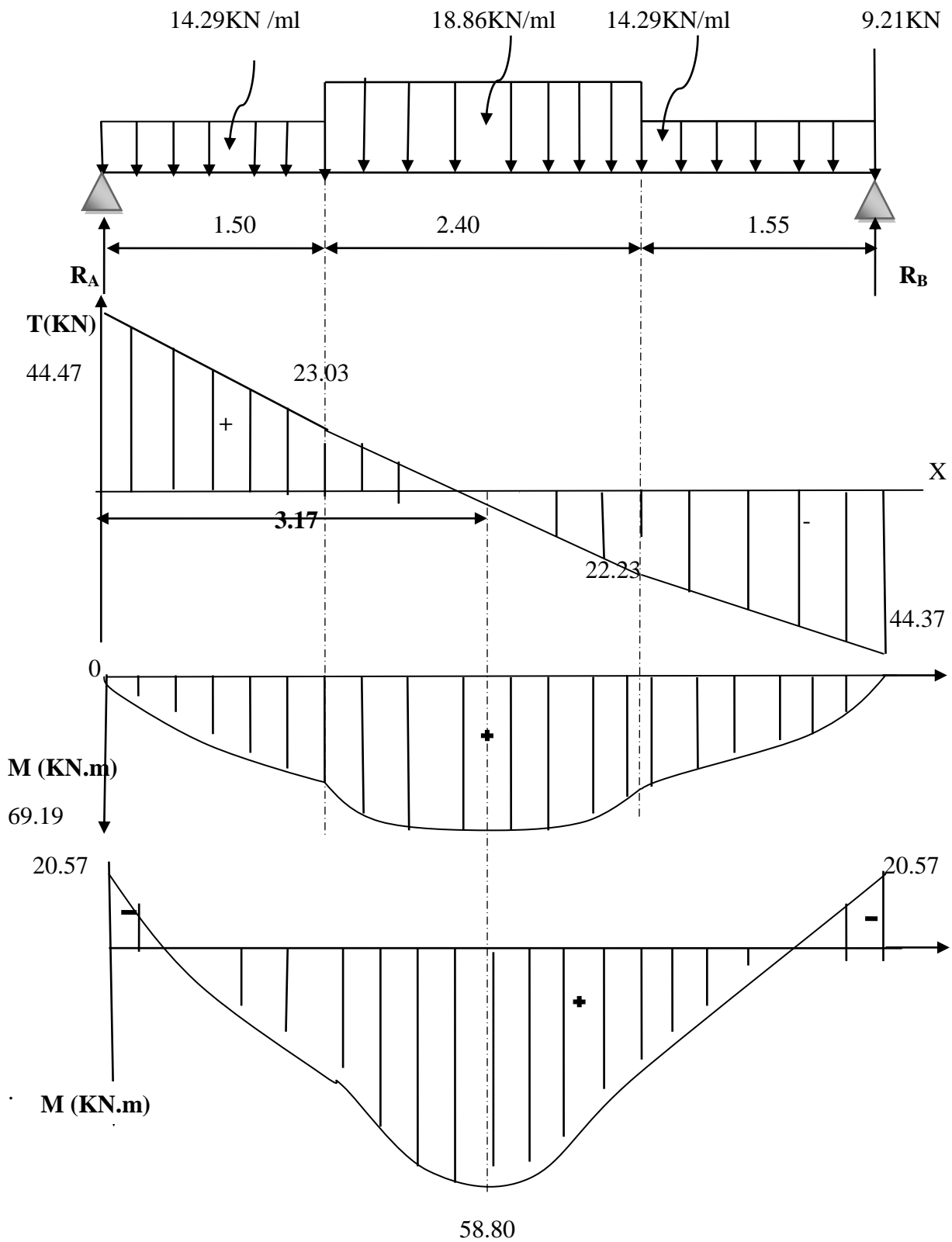
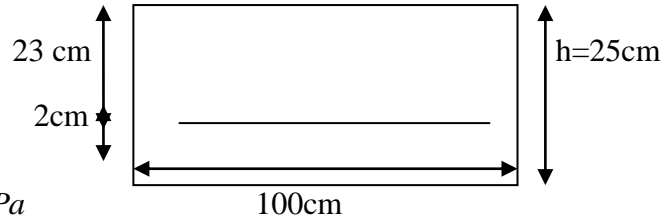


Figure 3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.6.3.1 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** : $M_{u_{app}} = 20.57 \text{ KN.m}$



- **Armatures principales**

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

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.57 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_a = 0.0028 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.054 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.57 \times 10^3}{0.986 \times 23 \times 348} = 2.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12 = 4.52 cm²** avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

En travée : $M_{u_{tra}} = 58.80 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{58.80 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu = 0.154 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.078 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{58.80 \times 10^3}{0.959 \times 23 \times 348} = 7.66 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA14 = 9.23 cm²** avec $S_t = 16 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition** .

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30.$$

On opte pour : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$.

III.6.3.2 LES Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec } h=25\text{cm}$$

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

$$S_{t,\text{app}} = 25 \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$S_{t,\text{tr}} = 16 \leq 33\text{cm}$$

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \quad \text{avec } h = 25\text{cm}.$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tr}} = 9.23 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tr}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{44.47 \times 10^3}{10^3 \times 230} = 0.193 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.193 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

- **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 20.89\text{cm}$

$$T_u = 44.47 \leq 0.4 \times 100 \times 20.89 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 44.47 \text{ KN} < 1392.9 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e}$$

$$4.52 \geq \left(44.47 + \frac{20.57}{20.89} \right) \frac{1.15}{40010^2} 10^3 = 1.30$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.3 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i \text{ : somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{44.47 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 263.76} = 0.814 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.814 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

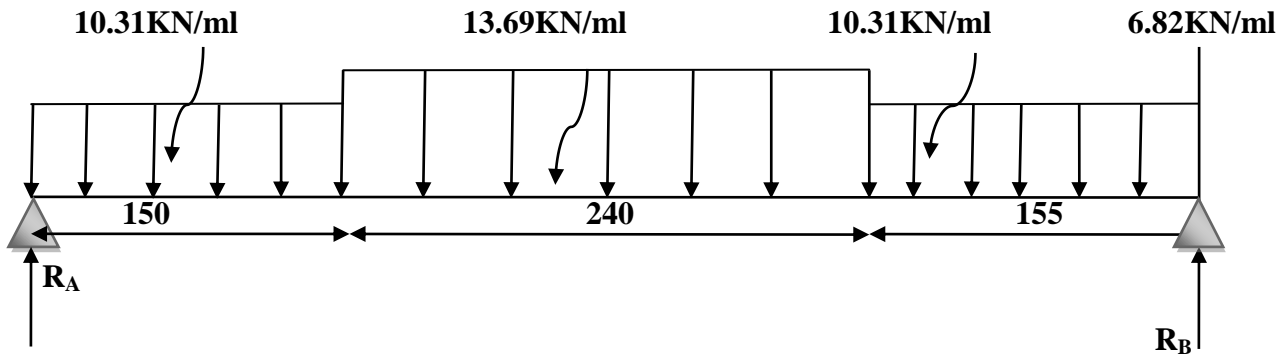
Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.71 \text{ cm} \quad \text{soit } L_a = 20 \text{ cm}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.6.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.



Les réactions d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \quad R_A + R_B = (10.31 \times 1.50) + (13.69 \times 2.4) + (10.31 \times 1.55) + 6.82$$

$$R_A + R_B = 71.12 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \rightarrow R_A \times 5.45 - (10.31 \times 1.5 \times 4.7) - (13.69 \times 2.4 \times 2.75) - (10.31 \times 1.55 \times 0.775) = 0$$

$$R_A = 32.18 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \rightarrow$$

$$- R_B \times 5.45 + 6.82 \times 5.45 + (10.31 \times 1.55 \times 4.675) + (13.69 \times 2.4 \times 2.7) + (10.31 \times 1.5 \times 0.75) = 0$$

$$R_B = 38.94 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

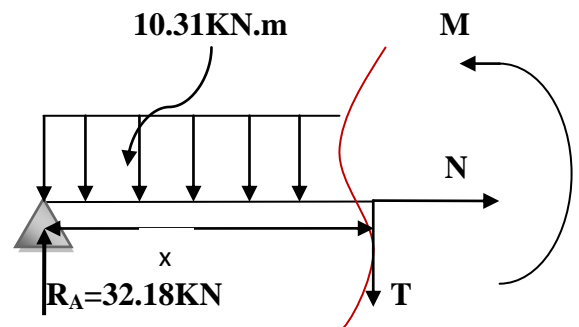
➤ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow T + 10.31x - R_A = 0$$

$$T = -10.31x + 32.18$$

$$\begin{cases} X=0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 32.18 \text{ KN} \\ X=1.50 \text{ m} \Rightarrow T(1.5) = 16.71 \text{ KN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum F / i = 0 \Rightarrow M + \frac{10.31}{2} x^2 - R_A x = 0$$

$$M = -5.15x^2 + 32.18x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.50 \text{ m} \Rightarrow M(1.5) = 36.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{u_{\max}} : a \ T = 0 \Rightarrow T = -10.31x + 32.18 \Rightarrow X = 3.12 \text{ m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

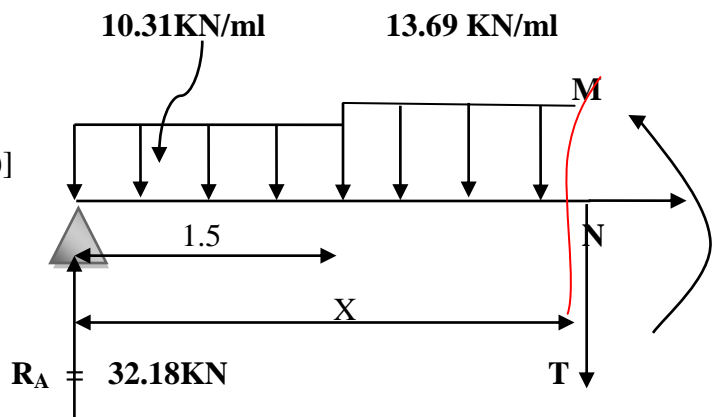
On a : $M = -5.15x^2 + 32.18x \implies M(3.12) = 50.26 \text{KN.m}$

➤ 2^{ème} tronçon $1.5 \leq X \leq 3.9 \text{m}$

Efforts tranchants :

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 \Rightarrow T &= 32.18 - (10.31 \times 1.5) - [13.69(X - 1.5)] \\ T &= -13.69X + 37.25 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} X = 1.5 \text{ m} \implies T(1.5) = 16.71 \text{KN} \\ X = 3.9 \text{ m} \implies T(3.9) = -16.14 \text{KN} \end{cases}$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = [-10.31 \times 1.5(X - 1.5/2)] - [13.69(X - 1.5)^2/2] + 32.18X$$

$$\begin{cases} X = 1.5 \text{ m} \implies M(1.5) = 36.67 \text{KN.m} \\ X = 3.9 \text{ m} \implies M(3.9) = 37.36 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments max : $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

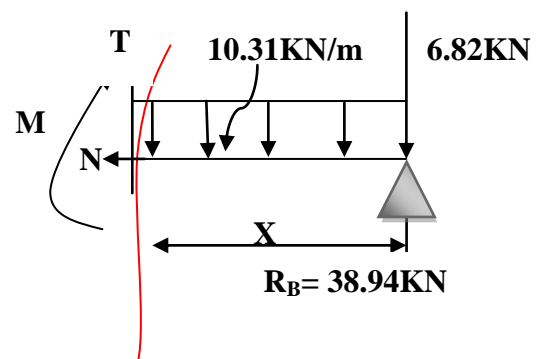
$$\begin{aligned} M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x &= 2.72 \text{ m} \\ M_{\max} = M(2.72) &= 46.87 \text{KNm} \end{aligned}$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

➤ 3^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 1.55 \text{m}$

Efforts tranchants :

$$\begin{aligned} \sum F/y = 0 \Rightarrow T &= 10.31x - 32.12 \\ X = 0 \text{ m} \implies T(0) &= -32.12 \text{KN} \\ X = 1.55 \text{ m} \implies T(1.55) &= -16.14 \text{KN} \end{aligned}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5.15x^2 + 32.12x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{KN} \\ X = 1.55 \text{ m} \implies M(1.55) = 37.36 \text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x &= 3.11 \text{ m} \\ M_{\max} = M(3.11) &= 50.08 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Remarque

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mu_{max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$Mu_{ap} = (-0.3) Mu_{max} = (-0,3) (50.26) = -15.07 \text{KN.m}$$

En travée :

$$Mu_{tra} = (0.85) Mu_{max} = 0,85 (50.26) = 42.72 \text{KN.m}$$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

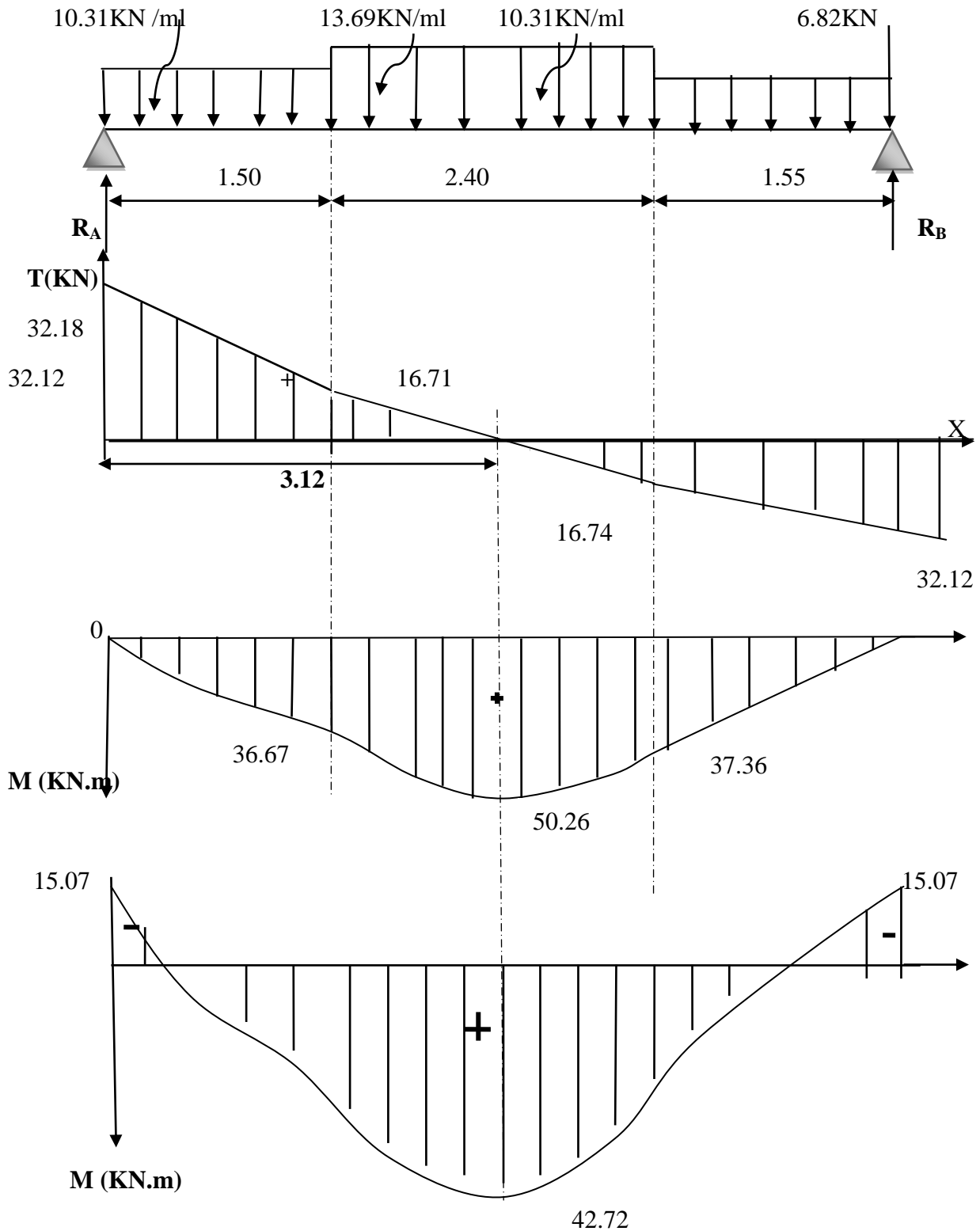


Figure 4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.6.4.1 Vérifications à ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 23} = 0,408$$

$$\rho_1 = 0,408 \Rightarrow \beta_1 = 0,901 \Rightarrow k_1 = 36,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{42,72 \times 10^3}{0,408 \times 23 \times 9,23} = 493,22MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{493,22}{36,02} = 13,69MPa$$

$$\sigma_{bc} = 13,69MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 23} = 0,198$$

$$\rho_1 = 0,198 \Rightarrow \beta_1 = 0,928 \Rightarrow k_1 = 54,44$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,07 \times 10^3}{0,928 \times 23 \times 4,52} = 156,20MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{156,20}{54,44} = 2,86MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,86MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

1) Etat limite de déformation (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.5, 2) :

- Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur totale (25 cm) . L : Portée entre nus d'appuis

M_t : Moment max en travée . M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : Section des armatures . b_0 : Largeur de la nervure

d : Hauteur utile de la section droite

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec : $\frac{h}{L} = \frac{25}{545} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \implies$ **condition non vérifiée**
Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{545}{1000} + 0.5 = 1.045\text{cm} \implies \bar{f} = \mathbf{1.045\text{cm}}$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$M_t^s = 42.72\text{KN.m}$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad . \quad f_{c28} = 25\text{MPa}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx\frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x\frac{23^2}{2} + 15x9.23x23}{100x25 + 15x9.23} = 11.23\text{cm}$$

$$Y_2 = 25 - 11.23 = 13.77\text{cm} \implies Y_2 = 13.77\text{cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (11.23^3 + 13.77^3) + 15 \times 9.23x (13.77 - 2)^2 = 153420.46 \text{ cm}^4$$

$$I = 153420.46 \text{ cm}^4$$

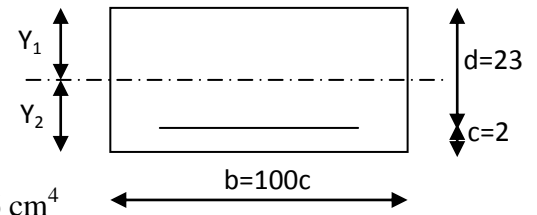
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.40} = 0.021 \quad \text{avec} \quad \rho = 0.40$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.40 \times 493.22 + 2.1} = 0.995$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1.1 \times 153420.46}{1 + 0.021 \times 0.995} = 165308.38 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{42.72x(545)^2x10^3}{10x10818.86x165308.38} = 0.709\text{cm}$$

$$f = 0.709\text{cm} \leq \bar{f} = 1.045 \text{ cm} \implies \text{La flèche est vérifiée.}$$



Remarque :

Le RDC (étage de commerce) comporte une petite volée qui sera ferrillée comme précédemment, vu que la première calculée est plus défavorable.

\implies L'escalier sera ferrillé comme suite :

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 4\text{HA}12$ $e=25\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e=25\text{cm}$

En travées : -Armature principale : $A_p = 6\text{HA}14$ $e=16\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e=25\text{cm}$

III.6.5 Pour le sous-sol (étage commercial)

La hauteur de l'étage commercial est égale à **4.44 m**

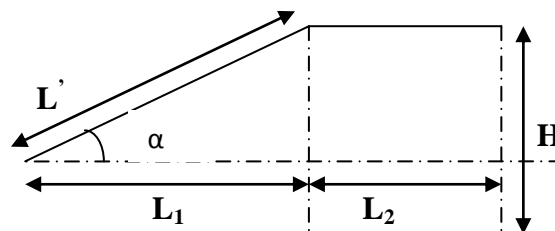
Pour la première volée : $n=255/17=15$

Pour la deuxième volée : $n=189/17=11.11$

On aura :

$n = 15$ contres marches pour la première volée \implies le nombre de marches **$m=n-1=14$**

$n = 11$ contres marches pour la deuxième volée \implies le nombre de marches **$m=n-1=10$**



$$L_1 = g \times m = 30 \times 14 = 420 \text{ cm}$$

$$L_2 = 155 \text{ cm}$$

$$H = h \times n = 17 \times 15 = 255 \text{ cm}$$

La pailleasse:

L'épaisseur de la pailleasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la pailleasse $L=L'+L_2$

On: $L' = \frac{L_1}{\cos \alpha}$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{255}{420} = 0,607 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 31.26^\circ$$

Donc : $L' = \frac{420}{\cos 31.26} = 491.35\text{cm}$

D'où $L = 491.35 + 155 = 646.35\text{cm}$

L'épaisseur de la pailleasse est : $\frac{646.35}{30} \leq e_p \leq \frac{646.35}{20} \longrightarrow 21.54\text{cm} \leq e_p \leq 32.31\text{cm}$

On prend : $e_p = 25\text{ cm}$

III.6.5.1 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la pailleasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la pailleasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ Charges permanentes :

3. La volée :

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.25}{\cos 31.26} = 7.31$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$(20 \times 0.02 + 22 \times 0.02 + 18 \times 0.02 + 18 \times 0.02) = 1.56$
- Poids propre du garde corps	0,2
G = 11.195	

Tableau 3 : Charge totale du la volée.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

4. Le palier :

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	25x0,25=6.25
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,56
	G =7.81

Tableau 4 : Charge totale du palier.

3. Les charges concentrées (mur extérieur). Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.06 - 0,25) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.63\text{KN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

4. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1.35 \times 11.195 + 1.5 \times 2.5) = 18.86\text{KN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1.35 \times 7.81 + 1.5 \times 2.5) = 14.29\text{KN/ml}$
- la charge concentrée : $q_{3u} = 1,35 \times 6.63 = 8.95\text{KN/ml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (11.195 + 2.5) = 13.69\text{KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (7.81 + 2.5) = 10.31\text{KN/ml}$
- le mur extérieur : $q_{3s} = 6.63\text{KN/ml}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcule d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

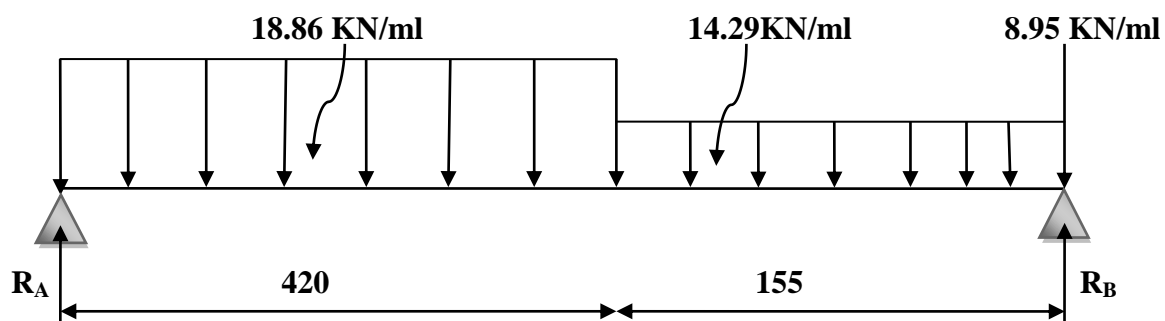


Figure 5 : diagramme des efforts à l'ELU.

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

- Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \implies R_A + R_B = 18.86 \times 4.2 + 14.29 \times 1.55 + 8.95 = 76.36 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 110.31 \text{ KN}}$$

$$\Sigma M/A = 0 \implies R_B \times 5.75 - [(14.29 \times 1.55) \times 4.975] - [(18.86 \times 4.2) \times 2.1] - 8.95 \times 5.75 = 0$$

$$\implies \mathbf{R_B = 57.04 \text{ KN}}$$

$$\Sigma M/B = 0 \implies -R_A \times 3.95 + [(18.86 \times 2.4) \times 2.75] + [(14.29 \times 1.55) \times 0.775] = 0$$

$$\implies \mathbf{R_A = 53.27 \text{ KN}}$$

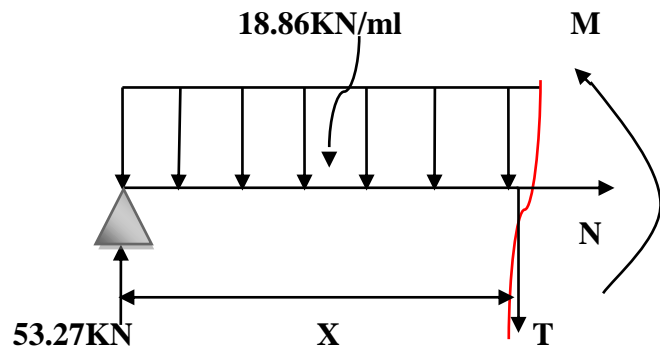
- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

- 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 4.2$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = -18.86x + 53.27$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 53.27 \text{ KN} \\ X = 4.20 \text{ m} \implies T(4.2) = -25.94 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \implies M = -9.43x^2 + 53.27x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 4.2 \implies M(4.2) = 57.37 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moments max : $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$$\mathbf{M_{max} \implies T = 0 \implies x = 2.82 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M_{max} = M(2.82) = 75.23 \text{ KN.m}}$$

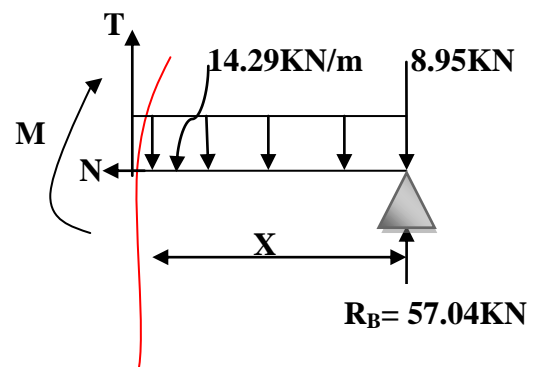
- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

- 2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1.55 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = 14.29x - 48.09$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = -48.09 \text{ KN} \\ X = 1.55 \text{ m} \implies T(1.55) = -25.94 \text{ KN} \end{array} \right.$$



CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -7.145x^2 + 48.09x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 1.55 \text{ m} \Rightarrow M(1.55) = 57.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 3.36 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3.36) = 80.91 \text{ KN.m}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN .m)
$0 \leq X \leq 4.20$	$-18.86x + 53.27$	$-9.43x^2 + 53.27x$	0	53.27	0
			2.40	-25.94	57.37
$0 \leq X \leq 1.55$	$14.29x - 48.09$	$-7.145x^2 + 48.09x$	0	-48.09	0
			1.55	-25.94	57.37

Tableau 5 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• Moment en appuis:

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (80.91) = -24.27 \text{ KN.m}$$

• Moment en travée:

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (80.91) = 68.77 \text{ KN.m}$$

5. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

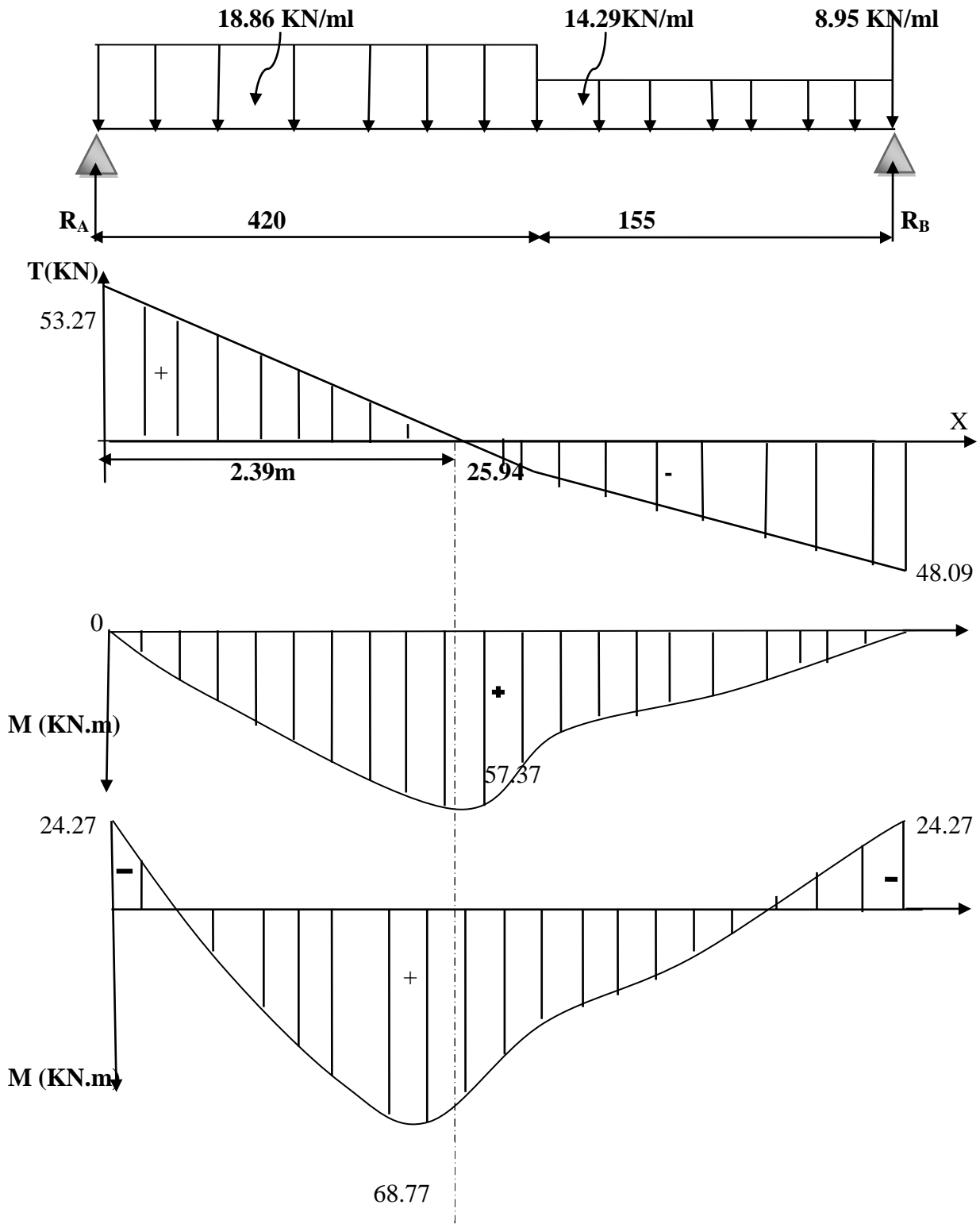
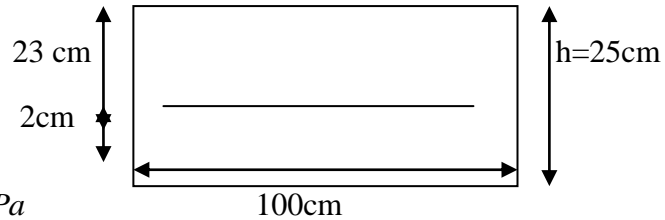


Figure 6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.6.5.2 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** : $M_{u_{app}} = 24.27 \text{ KN.m}$



- **Armatures principales**

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

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{24.27 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_a = 0.032 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.27 \times 10^3}{0.984 \times 23 \times 348} = 3.08 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25cm**.

En travée : $M_{u_{tra}} = 68.77 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utra}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{68.77 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.092$$

$$\mu = 0.092 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.092 \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utra}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{68.77 \times 10^3}{0.952 \times 23 \times 348} = 9.02 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **7HA14 = 10.77 cm²** avec **S_t = 14cm**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25cm**.

LES Vérifications à l'ELU

g) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec } h=25\text{cm}$$

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

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm}$$

$$S_t = 14 \leq 33\text{cm}$$

➡ condition vérifier

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \quad \text{avec } h = 25\text{cm}.$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \text{➡ condition vérifier}$$

h) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

En travées :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 10.77 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2 \quad \text{➡ condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2 \quad \text{➡ condition vérifier}$$

i) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{53.27 \times 10^3}{10^3 \times 230} = 0.231 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.231 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{➡ Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

j) Influence de l'effort tranchant aux appuis

- *Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)*

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 20.7\text{cm}$

$$T_u = 53.27 \leq 0.4 \times 100 \times 20.7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1380 \text{KN}$$

$T_u = 53.27 \text{ KN} \leq 1380 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

- *Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)*

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$9.23 \geq [(53.27 \times 10) + (24.27 \times 10^3 / 0.9 \times 23)] 1.15 / 400 = 4.9 \text{cm}^2$$

$A_s = 10.77 \text{ cm}^2 \geq 4.9 \text{cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifié

k) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 7 \times 3.14 \times 14 = 307.72 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{53.27 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 307.72} = 0.836 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0.836 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

l) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{cm} = 50 \text{cm}$$

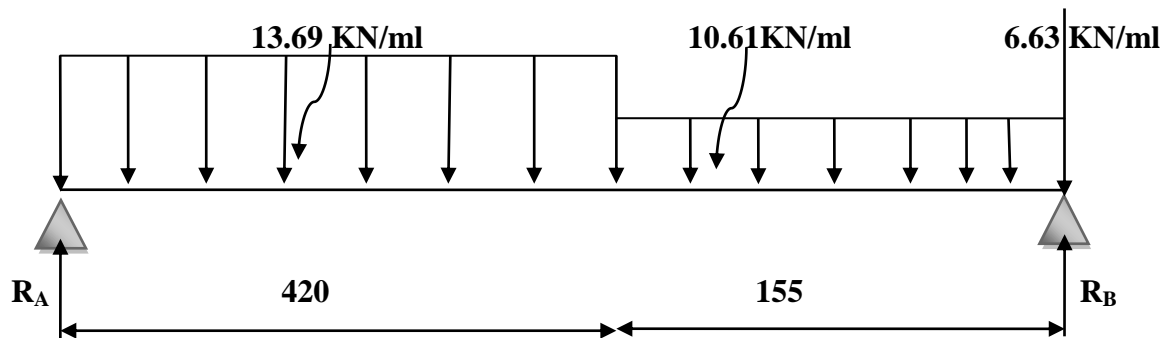
Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.71 \text{cm} \quad \text{soit } L_a = 20 \text{cm}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.6.5.3 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.



Les réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \quad R_A + R_B = (13.69 \times 4.20) + (10.61 \times 1.55) + 6.63$$

$$R_A + R_B = 80.57 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A \times 5.75 - 13.69 \times 4.20 (4.20/2 + 1.55) - 10.61 \times 1.55 (1.55/2) = 0$$

$$R_A = 38.71 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \quad -R_B \times 5.75 + 6.63 \times 5.75 + 10.61 \times 1.55 (1.55/2 + 4.20) + 13.69 \times 4.20 \times (4.20/2) = 0$$

$$R_B = 41.86 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 38.71 + 41.86 = 80.57 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{vérifier}$$

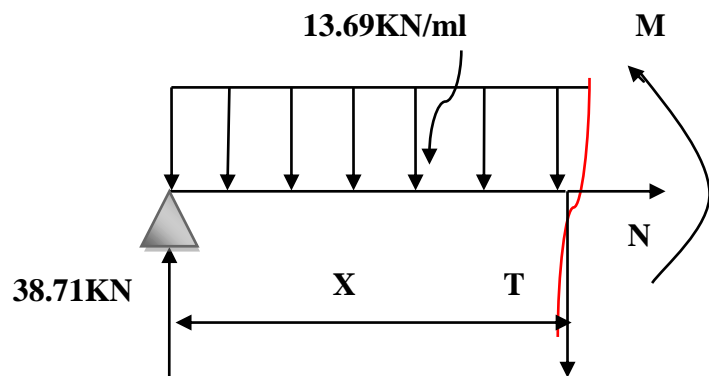
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 4.20$

Efforts tranchants :

$$\sum F / y = 0 \quad \Longrightarrow T = -13.69x + 38.71$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad T(0) = 38.71 \text{ KN} \\ X = 4.2 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad T(4.2) = -18.78 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Moments fléchissant :

$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M = -6.845x^2 + 38.71 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 4.2 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad M(4.2) = 41.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Momentsmax : } T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$$

$$M_{\text{max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2.82 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(2.82) = 54.72 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

➤ 2^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 1.55\text{m}$

Efforts tranchants :

$$\begin{cases} \Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 10.61x - 35.23 \\ X = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -35.23 \text{ KN} \\ X = 1.55 \text{ m} \Rightarrow T(1.55) = -18.78 \text{ KN} \end{cases}$$

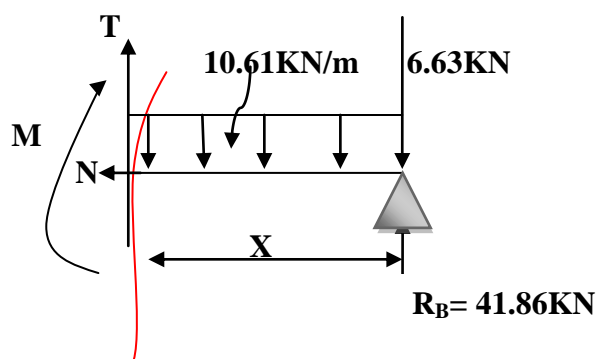
Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -5.305x^2 + 35.23x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 1.55 \text{ m} \Rightarrow M(1.55) = 41.86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{max}} \Rightarrow \mathbf{T} = 0 \Rightarrow \mathbf{x} = 3.32 \text{ m}$$

$$\mathbf{M_{max}} = M(3.32) = 58.48 \text{ KN.m}$$



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN .m)
$0 \leq X \leq 4.20$	$-13.69x + 38.71$	$-6.845x^2 + 38.71x$	0	38.71	0
			4.20	-18.78	41.86
$0 \leq X \leq 1.55$	$10.61x - 35.23$	$-5.305x^2 + 35.23x$	0	-35.23	0
			1.55	-18.78	41.86

Tableau 6 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (58.48) = -17.54 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (58.48) = 49.70 \text{ KN.m}$$

6. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

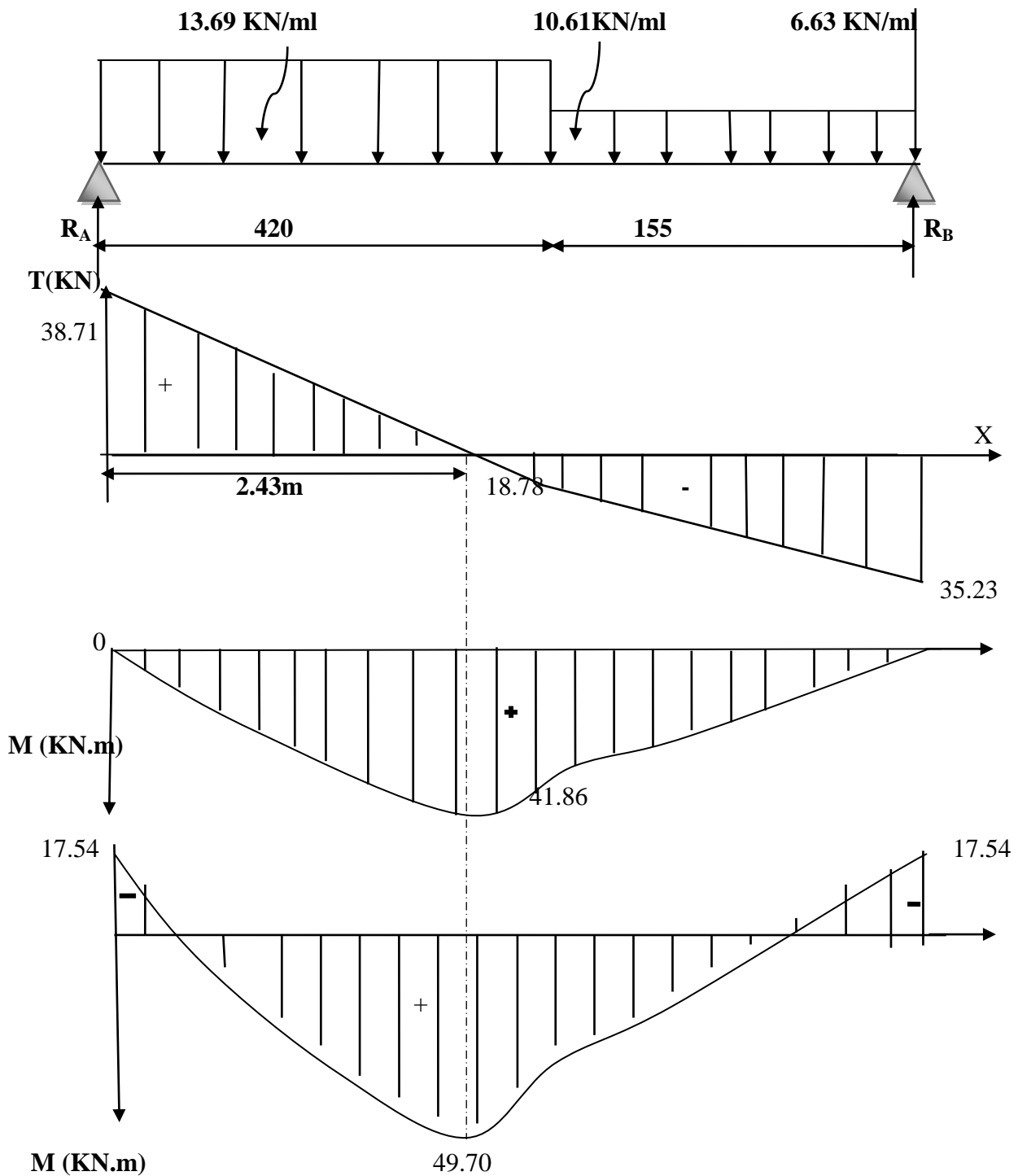


Figure 7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.6.5.4 Vérifications à ELS :

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 23} = 0.472$$

$$\rho_1 = 0.475 \Rightarrow \beta_1 = 0.896 \Rightarrow k_1 = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{49.70 \times 10^3}{0.896 \times 23 \times 10.77} = 223.92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{223.92}{33.08} = 6.76 \text{ Mpa}$$

$$6.76 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137$$

$$\rho_1 = 0.137 \Rightarrow \beta_1 = 0.939 \Rightarrow k_1 = 66.97$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.54 \times 10^3}{0.939 \times 23 \times 3.14} = 258.65 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{258.65}{66.97} = 3.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite de déformation (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.5.2) :

- Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{575}{1000} + 0.5$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Avec :

h : Hauteur totale (25 cm) ; L : Portée entre nus d'appuis (3.95m)

M_t : Moment max en travée (21.56KN.m) ; M_0 : Moment max de la travée isostatique (25.36KN.m)

A : Section des armatures (4.52cm²) ; b_0 : Largeur de la nervure (100cm)

d : Hauteur utile de la section droite (23cm)

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec} : \frac{h}{L} = \frac{25}{575} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,062 \quad \Longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{575}{1000} + 0.5 = 1.075 \text{cm} \quad \Longrightarrow \quad \bar{f} = 1.075 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$M_t^s = 49.70 \text{KN.m}$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad . \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{25^2}{2} + 15 \times 10.77 \times 23}{100 \times 25 + 15 \times 10.77} = 13.14 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 25 - 13.14 = 11.86 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad Y_2 = 11.86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (13.14^3 + 11.86^3) + 15 \times 10.77 \times (11.86 - 2)^2 = 146938.16 \text{ cm}^4$$

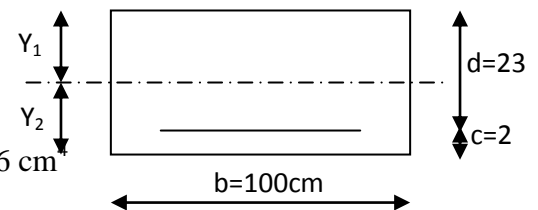
$$I = 146938.16 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.46} = 0.017 \quad \text{avec} \quad \rho = 0.46$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.46 \times 238.92 + 2.1} = 0.991$$

$$I_{fv} = \frac{1.11}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.11 \times 146938.16}{1 + 0.017 \times 0.991} = 158954.07 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{49.70 \times (575)^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 158954.07} = 0.95 \text{ cm}$$



CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$f = 0.95 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.09 \text{ cm}$  **La flèche est vérifiée.**

 **L'escalier sera ferrillé comme suite :**

En travées : -Armature principale : $A_p = 7\text{HA}14$ $e = 14 \text{ cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e = 25 \text{ cm}$

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 4\text{HA}10$ $e = 25 \text{ cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}10$ $e = 25 \text{ cm}$

III.6.6 Calcul de la poutre palière :

III.6.6.1 Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastéré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.95m (entre nu d'appuis).

III.6.6.2 Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec : L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,95\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \implies 19.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 29.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

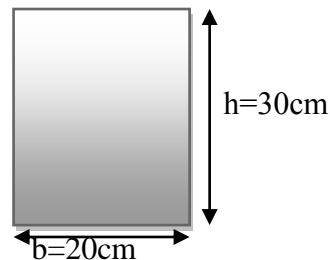
D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20\text{cm}$

c) Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \implies \text{condition vérifier}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm} \implies \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{30}{20} \leq 4\text{cm} \implies \text{condition vérifier}$$



Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$$

III.6.6.2.1 Détermination des charges revenant a la poutre :

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

$$\text{Poids propre du mur : } P = 6.82 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 8,32 \text{ kN/ml}$$

➤ Effort tranchant à l'appui :

- A L'ELU : $T_u = R_B = 45.73 \text{ KN}$

A L'ELS : $T_s = R_B = 31.69 \text{ KN}$

➤ Combinaison de charges :

A L'ELU : $Q_U = 1.35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1,35 \times 8.32 + 2 \times \frac{45.73}{2.95} = 42.23 \text{ KN/ml}$

A L'ELS : $Q_s = G + 2 \times \frac{T_s}{L} = 8.32 + 2 \times \frac{31.69}{2.95} = 29.80 \text{ KN/ml}$

III.6.6.2.2 Calcul des efforts à l'ELU :

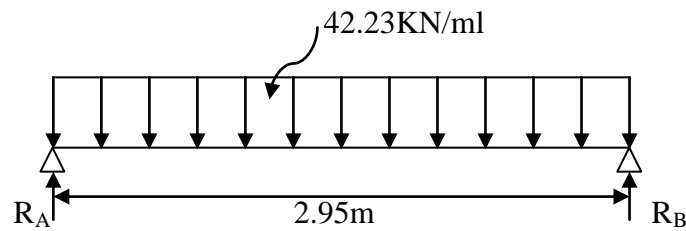


Figure 2.1 : Schéma statique de la poutre palière l' ELU.

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{42.23 \times 2.95}{2} = 62.29 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{42.23 \times 2.95^2}{8} = 45.94 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42.23 \times 2.95}{2} = 62.29 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_u^{\max} = -0.3 \times 45.94 = -13.78 \text{ KN.m}$

En travée : $M_a = 0.85 M_u^{\max} = 0.85 \times 45.94 = 39.05 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

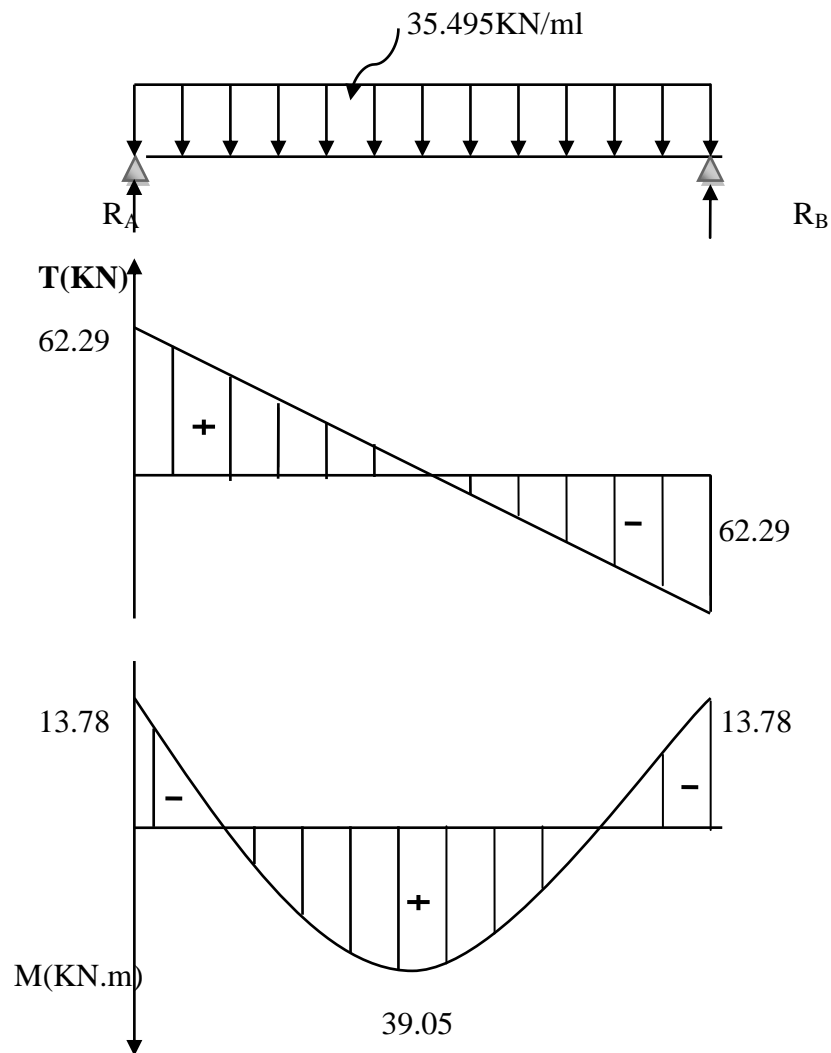


Figure 2.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant.

III.6.6.2.3 Calcul des armatures

➤ Armature principale :

• en travée :

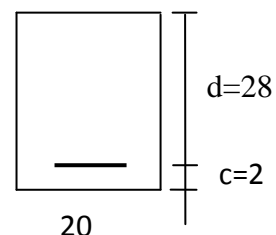
$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_b} = \frac{39.05 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.175$$

$\mu_b = 0.176 < \mu_u = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée

$$\mu_b = 0.176 \longrightarrow \beta = 0.902$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39.05 \times 10^3}{0.902 \times 28 \times 348} = 4.44 \text{ cm}^2$$



CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

On opte pour : $3HA14 = 4,62\text{cm}^2$

• Aux appuis

$$M_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.78 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.062$$

$\mu_u = 0.062 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée

$\mu_u = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.78 \times 10^3}{0.968 \times 28 \times 348} = 1.46\text{cm}^2$$

On opte pour : $3 HA10 = 2.35\text{cm}^2$.

III.6.6.2.4 Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0,676\text{cm}^2.$$

$A_a = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.676\text{cm}^2$
 $A_t = 4.62\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.676\text{cm}^2$

} \longrightarrow condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 62.29\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{62.29 \times 10}{20 \times 28} = 1.11\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 1.11\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{62.29 \times 10}{0.9 \times 28 \times 3 \times 3.14 \times 1.4} = 1.87\text{Mpa}$$

$\tau_{se} = 1.87\text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

\longrightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal.

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 50 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0.4L_s$

$$L_C = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm} \longrightarrow L_C = 20 \text{ cm}$$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

- **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < 0.4b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 200 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 336 \times 10^3 = 336 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 62.29 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(62.29 \times 10^3 - \frac{13.78 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 23.02 \text{ mm}^2 = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.29 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.4 ; 0.857 ; 0.2 \} = 0.857 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01 cm²** → (1 cadre + 1 étrier) $\varphi 8$

Ecartement des barres :

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement est donné selon deux zones

- **En Zone nodale :**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 20} = 33.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

III.6.6.2.5 Calcul à L'ELS :

• **Combinaison de charges :**

A L'ELS : $Q_s = G + 2 \times \frac{\tau_s}{l} = 8.32 + 2 \times \frac{31.69}{2.95} = 29.80 \text{ KN/ml}$

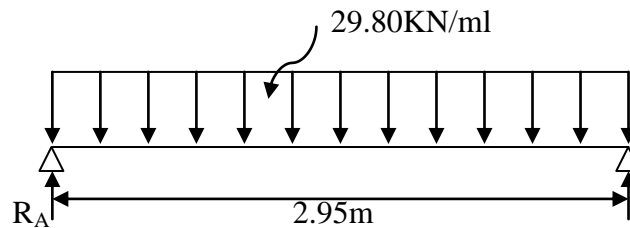


Fig. III.7.3 : Schéma statique de la poutre palière l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.80 \times 2.95}{2} = 43.95 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29.80 \times 2.95^2}{8} = 32.42 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.80 \times 2.95}{2} = 43.95 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_s^{\max} = -0.3 \times 32.42 = -7.72 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_s^{\max} = 0.85 \times 32.42 = 25.56 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

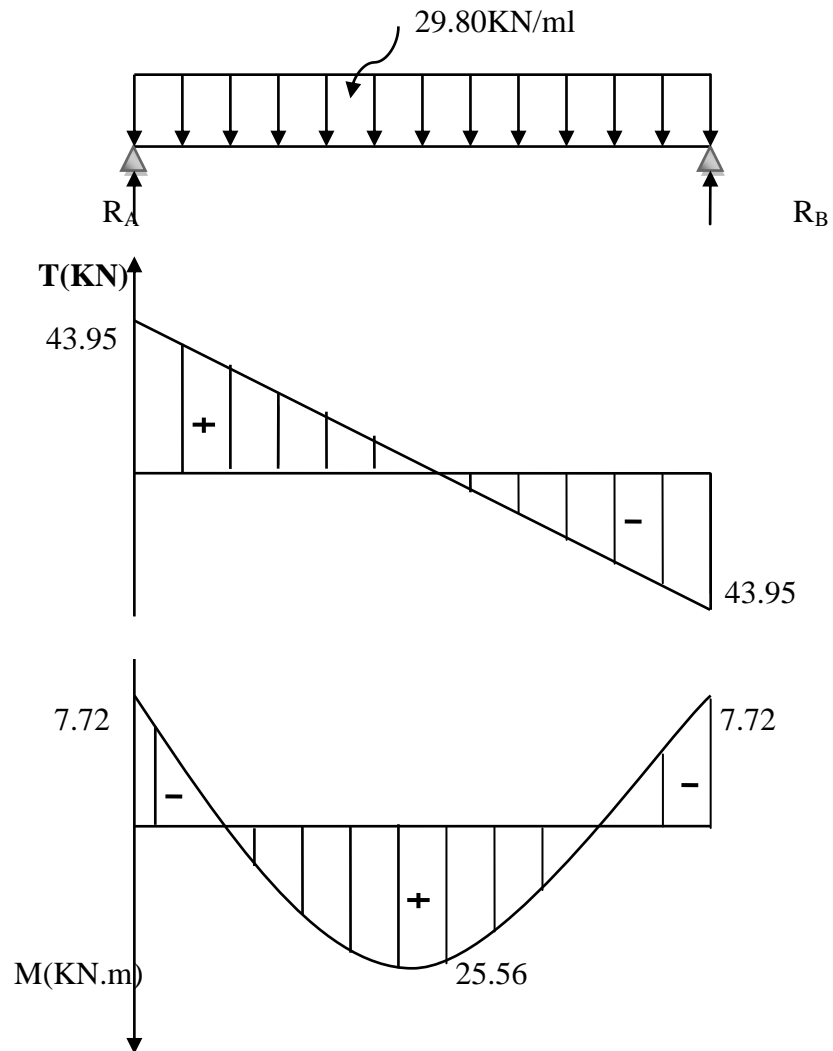


Figure 2.3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.6.6.2.6 Vérifications à l'ELS :

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

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

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_l} \longrightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.831 \implies \beta_1 = 0.870 \implies K_1 = 23.46$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{25.56 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4.62} = 227.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_l} = \sigma_{bc} = \frac{227.11}{23.46} = 9.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b} = \frac{100 \times 3.14}{20 \times 28} = 0.567 \longrightarrow \beta_1 = 0.888 \longrightarrow K_1 = 29.64$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{7.72 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.14} = 99.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_l} = \sigma_{bc} = \frac{99.22}{29.64} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ avec : } \frac{h}{l} = \frac{30}{295} = 0,102 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \implies \text{condition vérifiée}$$

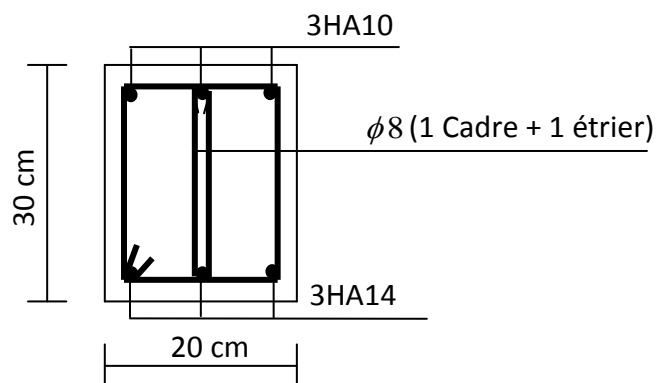
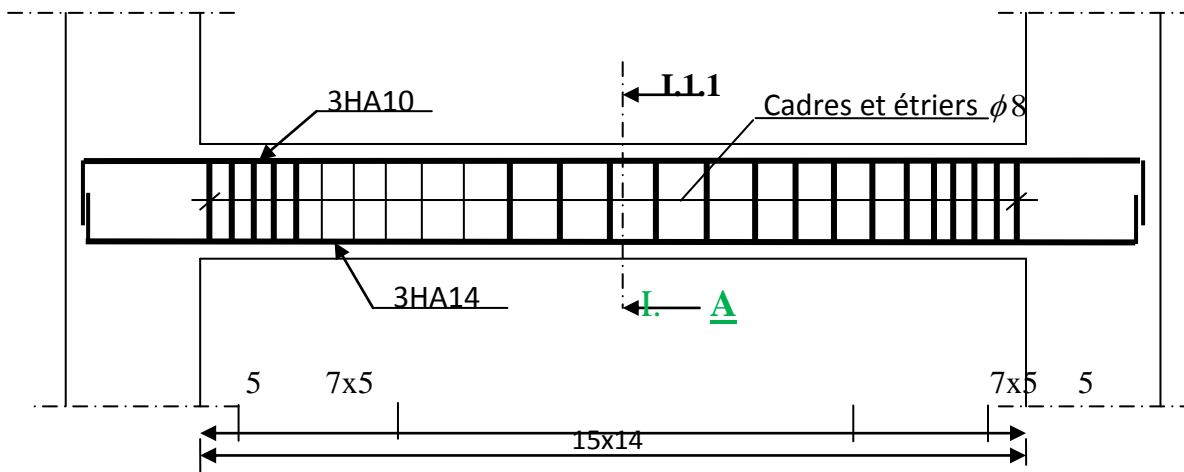
$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10 M_0} \text{ avec : } \frac{30}{295} = 0.102 \geq \frac{25.56}{10 \times 39.05} = 0.065 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ avec : } \frac{4.62}{100 \times 28} = 0.0016 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \implies \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

-Plan de ferrailage de la poutre palière :



Coupe A-A

Figure 2.4 : Ferrailage de la poutre palière

IV.1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique et des logiciels de calcul (ETABS, SAP2000, Robot... etc), nous évitons un calcul laborieux et nous augmentons la précision des résultats, c'est ainsi que dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation des étapes de la modélisation de notre structure sur ETABS, en utilisant la méthode des éléments finis. Les résultats obtenus seront commentés.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

Selon le RPA 99, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la Méthode dynamique qui regroupe :
 - la méthode d'analyse modale spectrale.
 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1 Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

IV.2.1.1 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.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

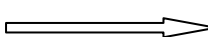
IV.2.1.2 Condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$HT \leq 65\text{m}$ en zone I et IIa.  CV

IV.2.1.3 condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés régulier en plan et en élévation.

 CV

IV.2.1.4 Condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivant :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2 \longrightarrow CNV

En conclusion la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

IV.2.2 Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

IV.2.2.1 Principe de la méthode :

Par cette méthode, 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.

IV.3 Modélisation

IV.3.1.1 Définition de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

IV.3.1.2 Rappel (terminologie):

- Grid line : ligne de grille
- Joints : noeuds
- Frame : portique (cadre)
- wall : voile
- Elément : élément
- Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- Loads : charge
- UniformedLoads : point d'application de la charge

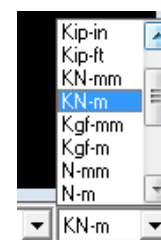
CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

IV.3.1.3 Étapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.



III.3. Modélisation des structures:

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.6.0

a) Première étape :

Cette première étape consiste à spécifier la géométrie des structures à modéliser.

➤ Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS → KN-m.

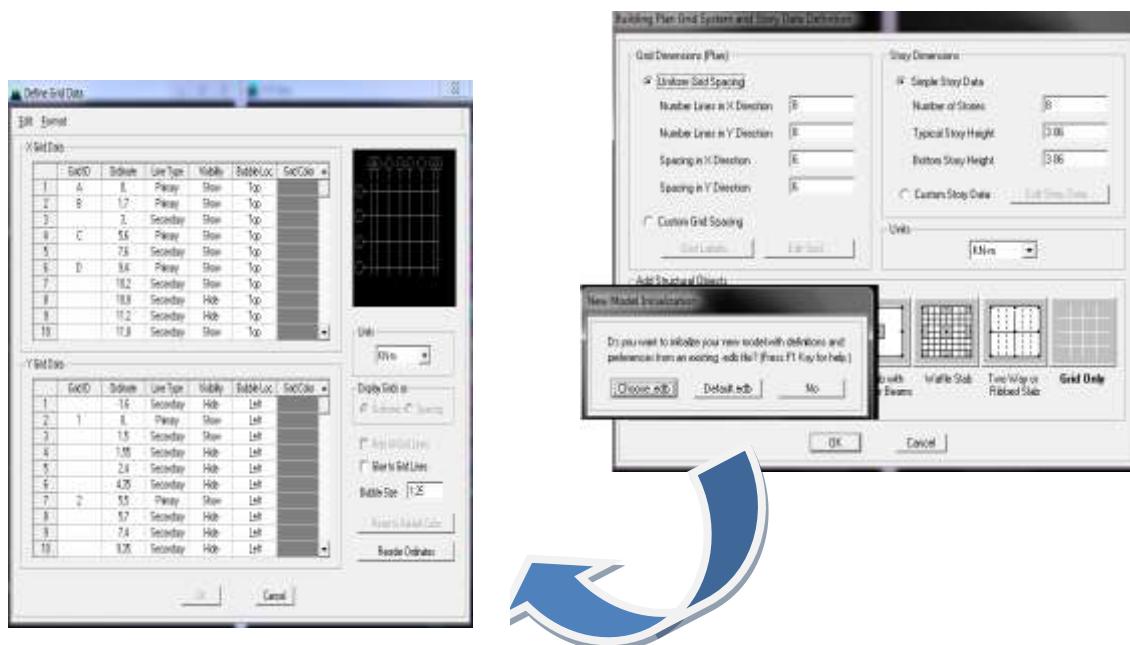
➤ Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

- ✓ **Définition des caractéristiques géométriques des structures (Building plan Grid and Story Data Definition) :**

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Cette option nous permet d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;
- Hauteur d'étage → story height ;
- Le nombre d'étage → Number of stories ;
- La hauteur d'étage courant → typical story height ;
- La hauteur d'étage en bas → bottom



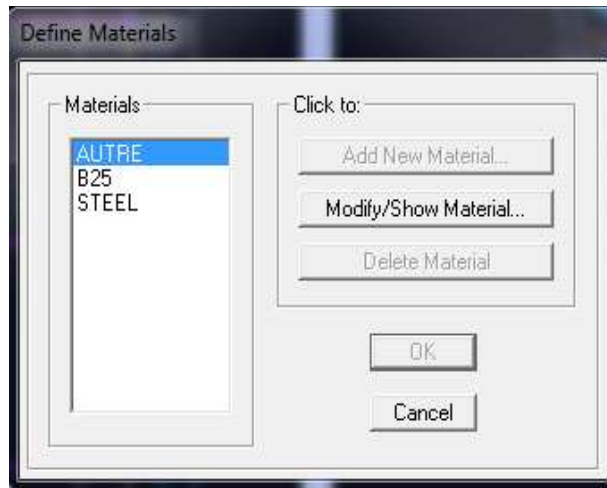
✓ **Propriétés mécanique du matériau utilise :**



define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « B25 ») :

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS




➤ Définition des caractéristiques géométriques des éléments :

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométrique (les poutres principales et secondaire, les poteaux, les poutrelles, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « B25 ».

Les démarches à suivre sont:

✓ pour les poutres et les poteaux :

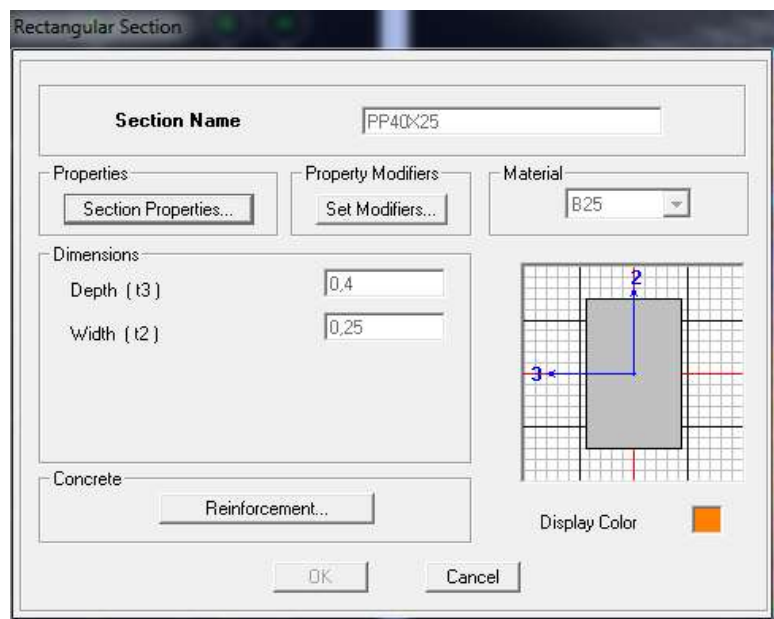
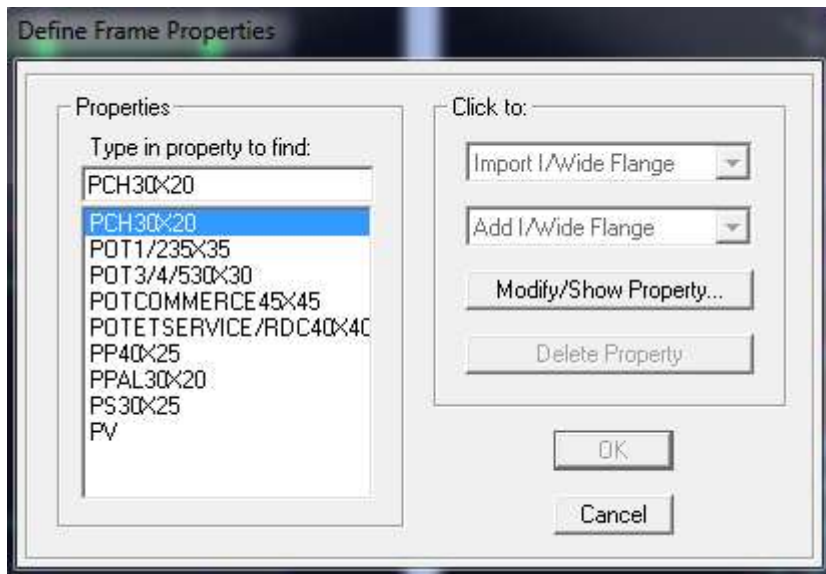
Define → frame sections ou ()

Icône propriétés → on sélection tout →delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles « add Tee ».

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Remarque : dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,



✓ pour les voiles et les dalles pleines :

Define → wall/ slab/ deck sections, ou()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Element shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.


CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Element membran : il est utilisé pour les éléments minces.


Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

- **Affectation des éléments dans les modèles:**



En va se mettre sur la vue en plan et en va introduire :

❖ **Les poutres** : Draw → Draw line objects → create lines in region 


❖ **Les poteaux:**

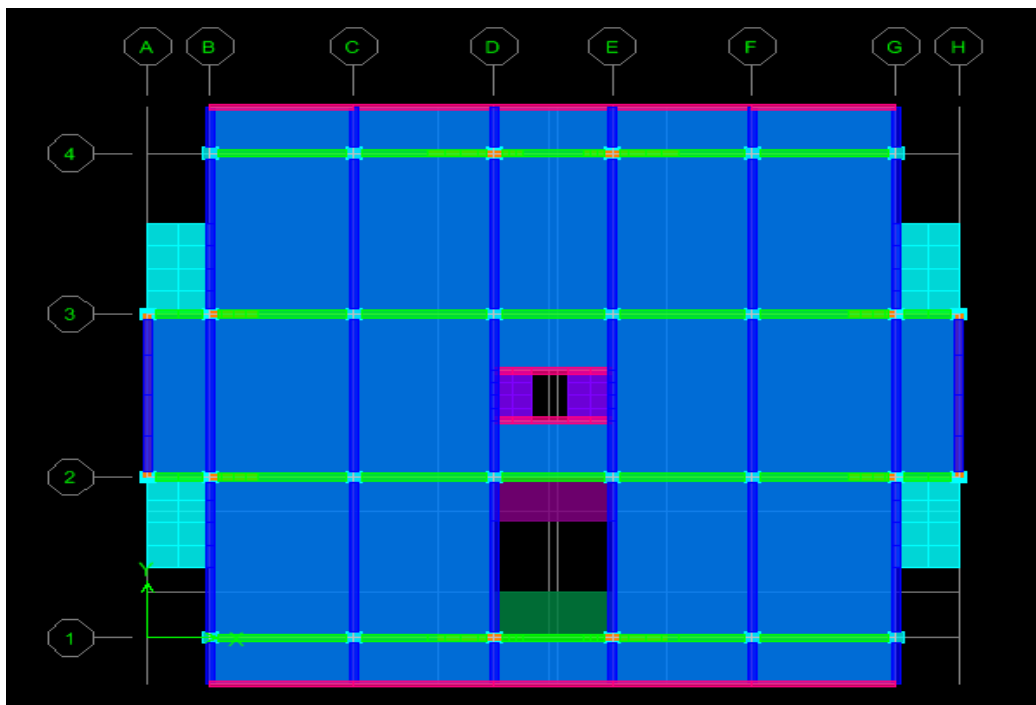
Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ()

❖ **Les dalles pleines :**

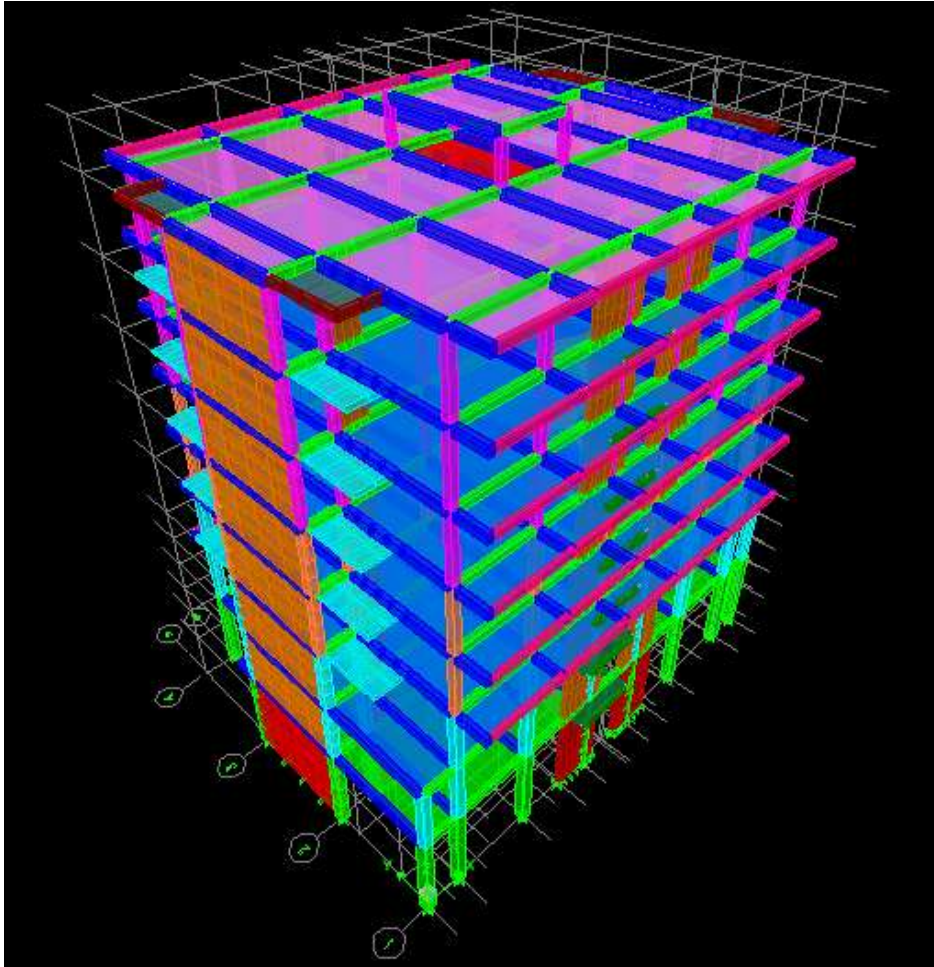
Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas , ou create areas at clicks .

❖ **Les voiles:**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleine () mais on va se mettre en élévation.



Vue en 2D



Vue en 3D

b) Troisième étape :

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

- **Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'étabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :

Assing → joint/ point → restraints.



CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS


- **Définition de l'action sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme dont cette masse égale :

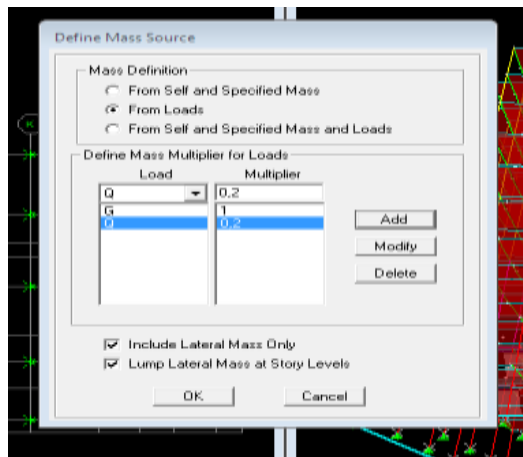
$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le tableau 5

(Chapitre I) $\beta = 0.2$.


L'instruction : Define → masse source 

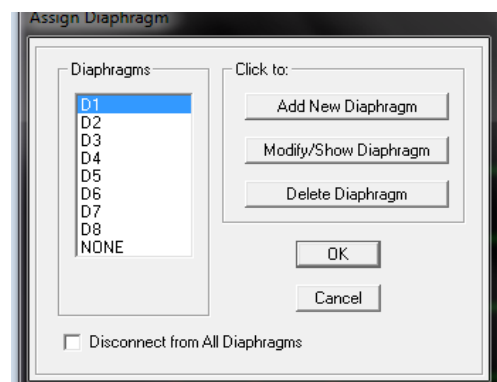
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique



- **Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assing → joint/ point → Diaphragme 



c) Quatrième étape :

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

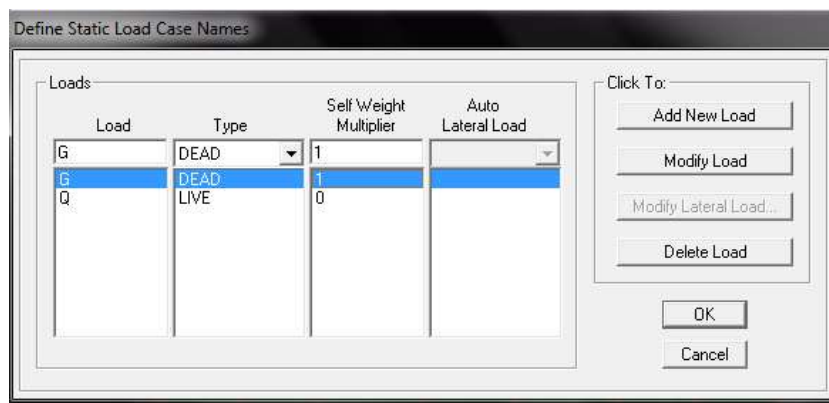
- **Définitions des charges :**

Define → static load cases



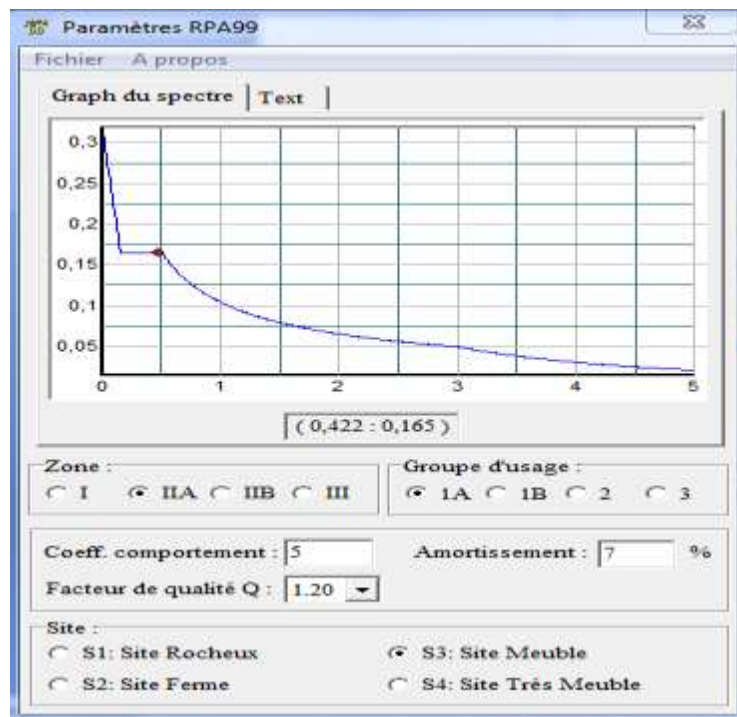
Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques QUAKE, du vent (WIND), de la neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0



CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

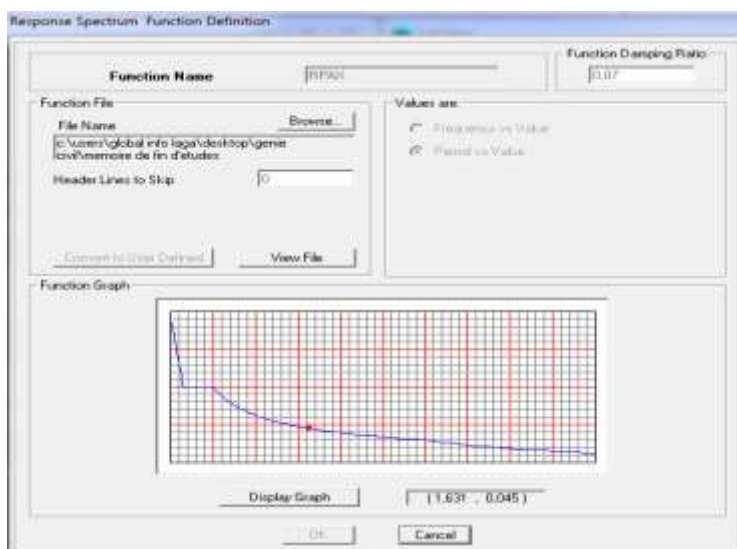
Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** ⇒ **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum** ⇒ **function spectre from file**.



CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

f. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**

The screenshot shows the 'Response Spectrum Case Data' dialog box for a case named 'EX'. The 'Spectrum Case Name' field contains 'EX'. Under 'Structural and Function Damping', the 'Damping' value is 0.07. The 'Modal Combination' section has radio buttons for CQC, SRSS, ABS, and GMC, with SRSS selected. The 'Directional Combination' section has radio buttons for SRSS, ABS, and Modified SRSS (Chinese), with SRSS selected. The 'Input Response Spectra' section has a table with columns 'Direction', 'Function', and 'Scale Factor'. The 'U1' row has 'RPAx' in the 'Function' column and '9.81' in the 'Scale Factor' column. The 'Excitation angle' is set to 0. The 'Eccentricity' section has 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to 0.05 and an 'Override Diaph. Eccen.' button.

The screenshot shows the 'Response Spectrum Case Data' dialog box for a case named 'EY'. The 'Spectrum Case Name' field contains 'EY'. Under 'Structural and Function Damping', the 'Damping' value is 0.07. The 'Modal Combination' section has radio buttons for CQC, SRSS, ABS, and GMC, with CQC selected. The 'Directional Combination' section has radio buttons for SRSS, ABS, and Modified SRSS (Chinese), with SRSS selected. The 'Input Response Spectra' section has a table with columns 'Direction', 'Function', and 'Scale Factor'. The 'U2' row has 'RPAy' in the 'Function' column and '9.81' in the 'Scale Factor' column. The 'Excitation angle' is set to 0. The 'Eccentricity' section has 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to 0.05 and an 'Override Diaph. Eccen.' button.

g. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** ⇒ **areas load** ⇒ **uniform**.

h. Introduction des combinaisons d'actions

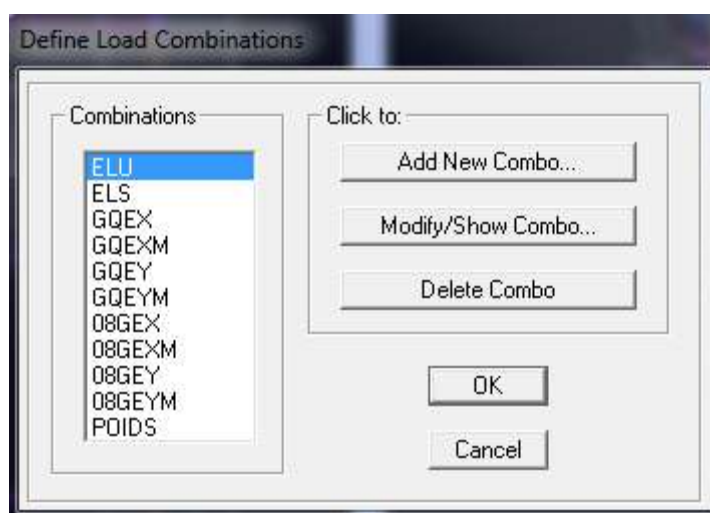
CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

❖ **Combinaisons aux états limites**

- ELU 1,35 G+1,5 Q.
- ELS G+Q.

❖ **Combinaisons accidentelle du RPA**

- GQE : G+Q ± E.
- 08 GE : 0,8G ± E



i. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

• **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze ⇒ Run Analysis**

• **Visualisation des résultats**

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagrame**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ Ex.

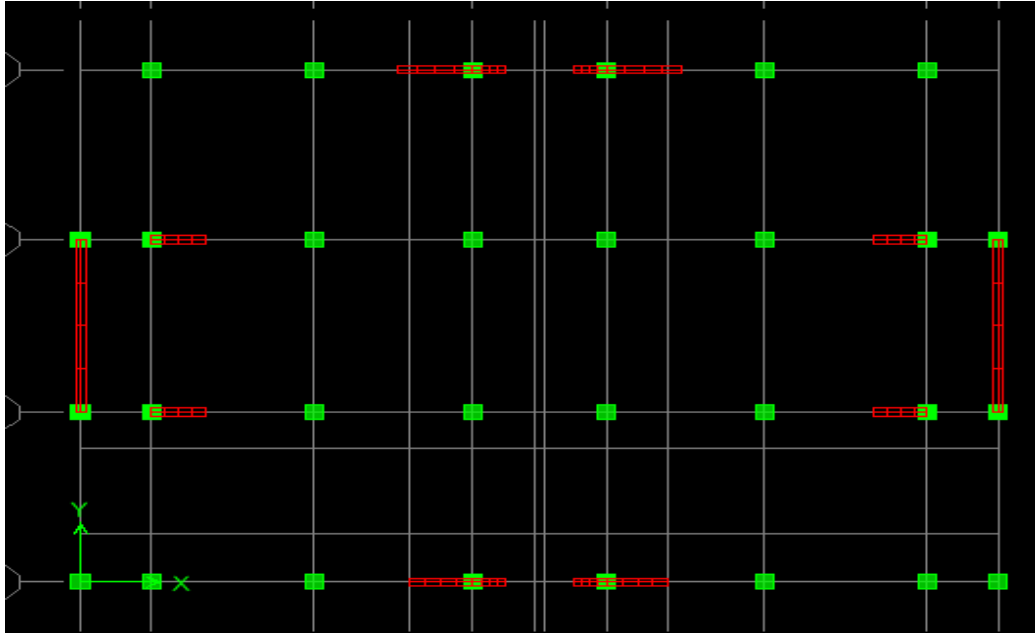


Figure I: Disposition des voiles

IV.4 VERIFICATIONS RPA

IV.4.1 Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Spécifications pour les poteaux (effort réduit N_d)
- ✓ Justification du contreventement
- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Vérification des déplacements relatifs
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ)

IV.4.2 Spécifications pour les poteaux

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{art :7.1.3.3 RPA})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{array} \right.$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ Exemple pour les étapes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

✓ poteau 40 × 40 (étage commerce)

Display → **Show Table** →

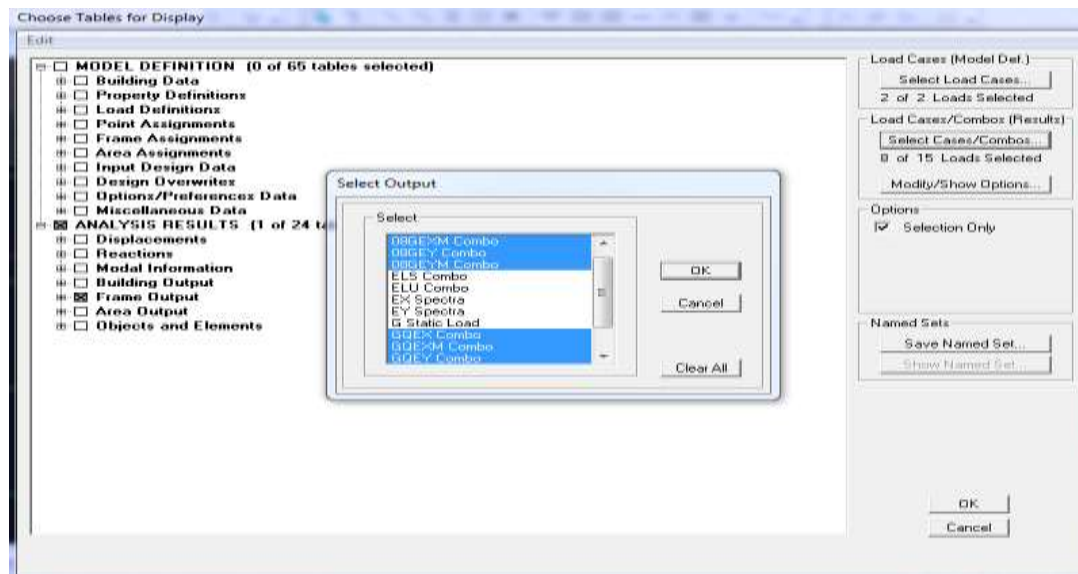
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** et **0.8 × G ± E** en cliquant sur :

Select cases/combos

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Column Forces									
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	
ET COMMERCE	C1	08GEX MAX	0,000	-34,45	3,26	-1,17	0,150	-0,58	
ET COMMERCE	C1	08GEX MAX	2,020	-27,99	3,26	-1,17	0,150	1,77	
ET COMMERCE	C1	08GEX MAX	4,040	-21,53	3,26	-1,17	0,150	4,51	
ET COMMERCE	C1	08GEX MIN	0,000	-129,87	-4,89	-2,13	-0,150	-4,10	
ET COMMERCE	C1	08GEX MIN	2,020	-123,41	-4,89	-2,13	-0,150	0,19	
ET COMMERCE	C1	08GEX MIN	4,040	-116,94	-4,89	-2,13	-0,150	4,12	
ET COMMERCE	C1	08GEXM MAX	0,000	-34,45	3,26	-1,17	0,150	-0,58	
ET COMMERCE	C1	08GEXM MAX	2,020	-27,99	3,26	-1,17	0,150	1,77	
ET COMMERCE	C1	08GEXM MAX	4,040	-21,53	3,26	-1,17	0,150	4,51	
ET COMMERCE	C1	08GEXM MIN	0,000	-129,87	-4,89	-2,13	-0,150	-4,10	
ET COMMERCE	C1	08GEXM MIN	2,020	-123,41	-4,89	-2,13	-0,150	0,19	
ET COMMERCE	C1	08GEXM MIN	4,040	-116,94	-4,89	-2,13	-0,150	4,12	
ET COMMERCE	C1	08GEY MAX	0,000	-65,70	-0,59	1,05	0,079	7,35	
ET COMMERCE	C1	08GEY MAX	2,020	-59,23	-0,59	1,05	0,079	5,24	
ET COMMERCE	C1	08GEY MAX	4,040	-52,77	-0,59	1,05	0,079	5,97	
ET COMMERCE	C1	08GEY MIN	0,000	-98,63	-1,04	-4,35	-0,079	-12,05	
ET COMMERCE	C1	08GEY MIN	2,020	-92,16	-1,04	-4,35	-0,079	-3,27	
ET COMMERCE	C1	08GEY MIN	4,040	-85,70	-1,04	-4,35	-0,079	3,04	

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1612.28 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1612,28}{40 \times 40 \times 2,5} = 0,4 > 0,3 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Donc il faut redimensionner les poteaux.

On opte pour une section de $(45 \times 45) \text{cm}^2$ qui donne l'effort N_d qui vaut :

$$N_d = 1508,06 \text{ KN.}$$

$$B_c = \frac{1508,06}{0,3 \times 2,5} = 2010,74 \text{ cm}^2 \text{ ce qui donne } B_c = (44,84 \times 44,84) \text{cm}^2 < (45 \times 45) \text{cm}^2$$

Les sections des poteaux sont résumées dans le tableau suivant:

Etage	Section
ET de commerce	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
Et de service+ RDC	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
Et1+Et2	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
Et3+Et4+Et5	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau 1 : sections des poteaux adoptées.

IV.4.3 Type de contreventement (justification du type de contreventement):

a) Les charges horizontales suivant X :

- Select → by pier ID → tous les VL
- Display → show tables
- Combinaison **Poids**
- Wall output → wall force → Pier force

Etage	V_2	V_x	V_2/V_x
Et de commerce	1454,31	1711,33	0,84
ET de service	1254,35	1658,01	0,75
RDC	1123,73	1561,93	0,71
ET1	1059,76	1421,17	0,74
ET2	855,33	1245,96	0,68
ET3	796,14	1036,15	0,76
ET4	566,17	781,56	0,72
Terrasse	314,79	470,07	0,66

Tableau 2 : charges horizontales.

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

$$x = \frac{\sum \frac{V_2}{V_x}}{8} \times 100 = \frac{5,86}{8} \times 100 = 73,25\%$$

b) Les charges horizontales suivant Y :

Etage	V_2	V_y	V_2/V_y
Et de commerce	1523,59	1928,6	0,79
ET de service	1457,71	1870,89	0,78
RDC	1360,39	1766,75	0,77
ET1	1203,12	1625,84	0,74
ET2	1030,07	1440,62	0,71
ET3	929,17	1206,72	0,76
ET4	695,59	927,46	0,75
Terrasse	371,63	560,79	0,66

Tableau 3 : charges verticales.

$$y = \frac{\sum \frac{V_2}{V_y}}{8} \times 100 = \frac{5,96}{8} \times 100 = 74,5\%$$

c) Les charges verticales :

- Sélectionner les nœuds des voiles a la base
- Display → show tables
- Combinaison → poids
- Support réactions
- Copier vers **Excel**
- F_z → la somme

Les charges reprises par les voiles	$F_z = 7261,47 \text{ kN}$
Les charges totales de la structure	$F_z = 31571,63 \text{ kN}$

Le pourcentage des efforts verticales repris par les voiles est donné par :

$$V = \frac{F_z}{W_t} \times 100$$

F_z : réactions des voiles à la base

W_t : le poids total du bâtiment

$$V = \frac{7261,47}{31571,63} \times 100$$

$$V = 23\%$$

Conclusion :

- ✓ Charges horizontales reprises par les voiles suivant X : 73,25%
- ✓ Charges horizontales reprises par les voiles suivant Y : 74,5%
- ✓ Charges verticales reprises par les voiles : 23% (légèrement supérieur à 20%)

Les voiles reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise par les voiles et les portiques

Type de contreventement mixte, d'où le coefficient de comportement R est pris égal à 5.

Notre système de contreventement est assuré par les voiles et les portiques.

IV.4.4 Vérification de la période empirique

➤ Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$T_1 = 0,05 \times (27,86)^{3/4} = 0,60 \text{ s}$$

➤ Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0,78 \text{ s}$$

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

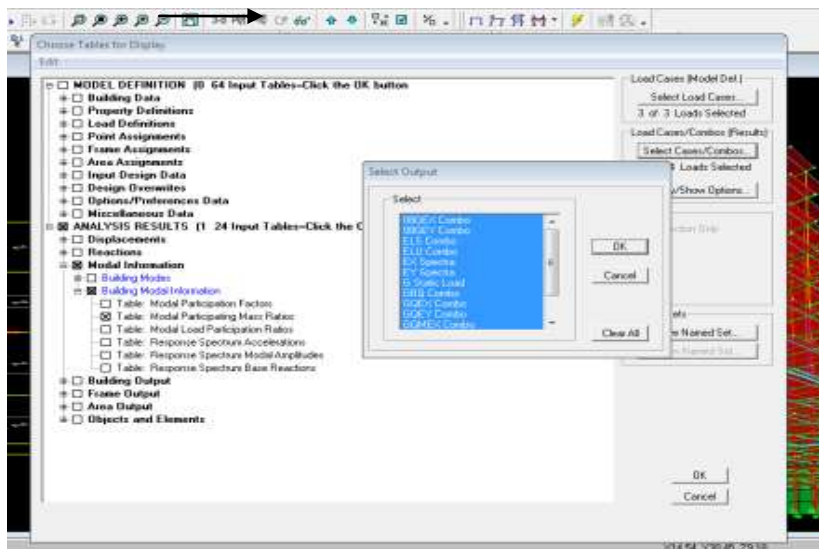
➤ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —→ **modal information** —→ **Building Modal Information**
—→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	1	0,838618	76,2001	0,0000	0,0000	76,2001	0,0000
	2	0,645921	0,0000	71,0537	0,0000	76,2001	71,0537
	3	0,465327	0,0875	0,0000	0,0000	76,2876	71,0538
	4	0,238703	14,3917	0,0000	0,0000	90,6793	71,0538
	5	0,149768	0,0000	19,4022	0,0000	90,6793	90,4560
	6	0,116812	2,1936	0,0000	0,0000	92,8728	90,4560
	7	0,111185	0,0049	0,0000	0,0000	92,8778	90,4560
	8	0,104775	2,6463	0,0000	0,0000	95,5241	90,4560
	9	0,104355	0,0002	0,5006	0,0000	95,5243	90,9566
	10	0,104194	0,3356	0,0000	0,0000	95,8599	90,9566
	11	0,065290	0,0007	5,4619	0,0000	95,8605	96,4185
	12	0,063172	2,2151	0,0021	0,0000	98,0756	96,4207
	13	0,053584	0,1352	0,0018	0,0000	98,2108	96,4225
	14	0,053225	0,0051	0,0004	0,0000	98,2159	96,4229
	15	0,049032	0,0010	0,0001	0,0000	98,2169	96,4229
	16	0,047307	0,0249	0,0003	0,0000	98,2419	96,4232
	17	0,044745	0,2113	0,0002	0,0000	98,4531	96,4235
	18	0,044108	0,0058	0,0001	0,0000	98,4597	96,4235

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,60s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,78s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,83s$

On remarque que : $T_{maj} < T_{etabs}$

IV.4.5 Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 22,00 = 1,1m$$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 17,05 = 0,8525m$$

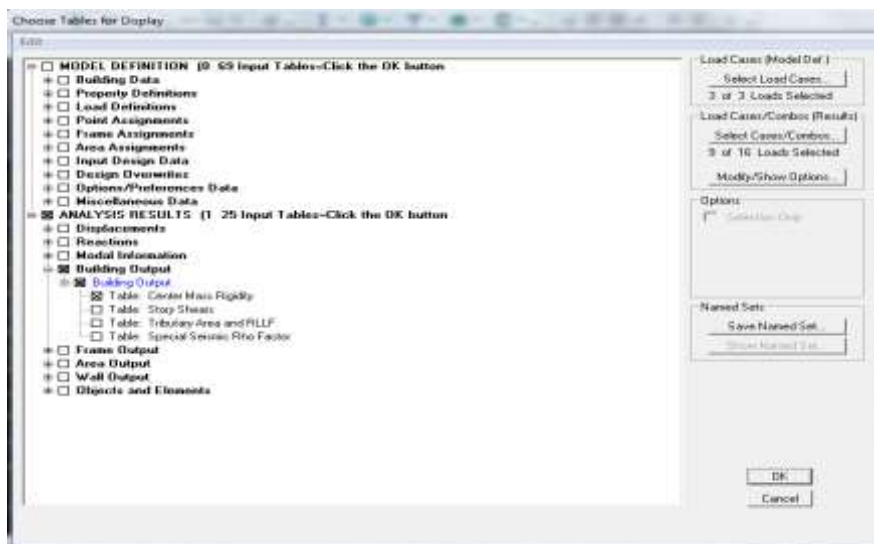
➤ Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
ET COMMERCE	DA1	11,001	7,259	11,000	8,569
ET SERVICE	DA2	11,000	8,645	11,000	8,252
RDC	DA3	11,000	8,345	11,000	7,977
ET1	DA4	11,000	8,346	11,000	7,809
ET2	DA5	11,000	8,346	10,999	7,714
ET3	DA6	11,000	8,346	10,999	7,670
ET4	DA7	11,006	8,401	10,999	7,667
TERRASSE	DA8	11,000	8,353	10,999	7,731
TERRASSE-1	DA9	11,000	8,300	11,000	8,273

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → **copy** → **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec:
$$\begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

Tableau 4 : Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-CR	5%lx	Observation	YCM	YCR	YCM-YCR	5%ly	obs
ET COMMERCE	DA1	11,001	11	0,001	1,1	Cv	7,259	8,569	0,82	0,8525	cv
ET SERVICE	DA2	11	11	0	1,1	Cv	8,645	8,252	0,393	0,8525	cv
RDC	DA3	11	11	0	1,1	Cv	8,345	7,977	0,368	0,8525	cv
ET1	DA4	11	11	0	1,1	Cv	8,346	7,809	0,537	0,8525	cv
ET2	DA5	11	10,999	0,001	1,1	Cv	8,346	7,714	0,632	0,8525	cv
ET3	DA6	11	10,999	0,001	1,1	Cv	8,346	7,67	0,676	0,8525	cv
ET4	DA7	11,006	10,999	0,007	1,1	Cv	8,401	7,667	0,734	0,8525	cv
TERRASSE	DA8	11	10,999	0,001	1,1	Cv	8,353	7,731	0,622	0,8525	cv
TERRASSE-1	DA9	11	11	0	1,1	Cv	8,3	8,273	0,027	0,8525	cv

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

→ **L'excentricité est vérifiée**

IV.4.6 Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003)

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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Détermination de la participation de la masse modale

On l'a détermine en suivant le cheminement ci-après :

Display ———→ **show tables**

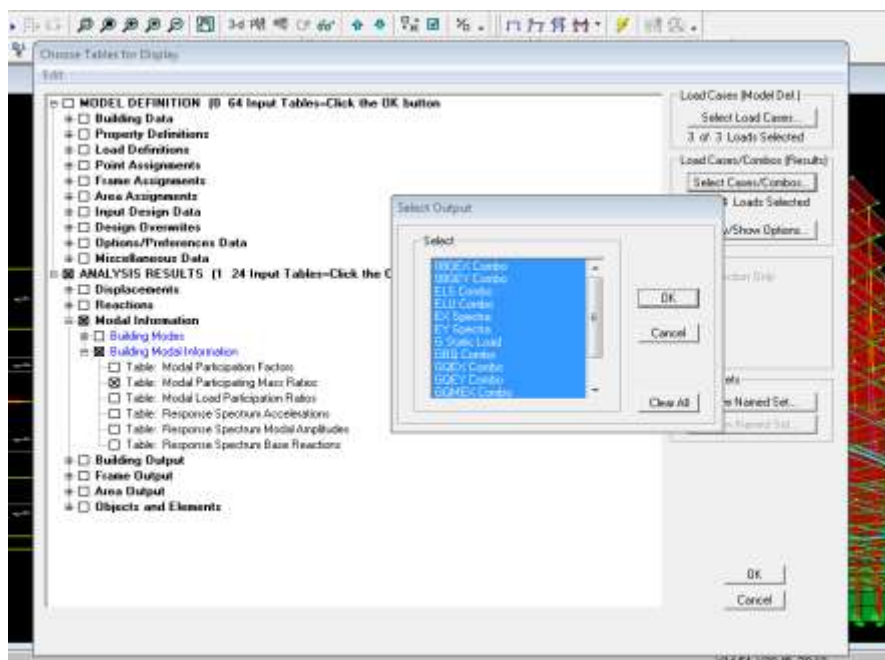
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results ———→ **modal information** ———→ **Building Modal Information**

————→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos



CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,836874	76,1923	0,0000	0,0000	76,1923	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,645935	0,0000	71,0534	0,0000	76,1923	71,0534	0,0000	97,9102
3	0,464982	0,0989	0,0000	0,0000	76,2913	71,0534	0,0000	0,0001
4	0,238272	14,4168	0,0000	0,0000	90,7081	71,0534	0,0000	0,0000
5	0,208307	0,0170	0,0177	0,0000	90,7251	71,0711	0,0000	0,0010
6	0,149765	0,0000	19,3914	0,0000	90,7251	90,4625	0,0000	1,7325
7	0,116682	2,1107	0,0000	0,0000	92,8358	90,4625	0,0000	0,0000
8	0,111135	0,0048	0,0000	0,0000	92,8406	90,4625	0,0000	0,0000
9	0,104602	2,4204	0,0000	0,0000	95,2610	90,4625	0,0000	0,0000
10	0,104357	0,0001	0,5006	0,0000	95,2610	90,9632	0,0000	0,0603
11	0,104165	0,5944	0,0000	0,0000	95,8555	90,9632	0,0000	0,0000
12	0,065287	0,0000	5,4614	0,0000	95,8555	96,4246	0,0000	0,2215

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,836874	76,1923	0,0000	0,0000
2	0,645935	76,1923	71,0534	0,0000
3	0,464982	76,2913	71,0534	0,0000
4	0,238272	90,7081	71,0534	0,0000
5	0,208307	90,7251	71,0711	0,0000
6	0,149765	90,7251	90,4625	0,0000
7	0,116682	92,8358	90,4625	0,0000
8	0,111135	92,8406	90,4625	0,0000
9	0,104602	95,2610	90,4625	0,0000
10	0,104357	95,2610	90,9632	0,0000
11	0,104165	95,8555	90,9632	0,0000
12	0,065287	95,8555	96,4246	0,0000

Tableau .V.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 6^{ème} mode (modélisation), → **La condition est vérifiée.**

IV.4.7 Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement $R = 5$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

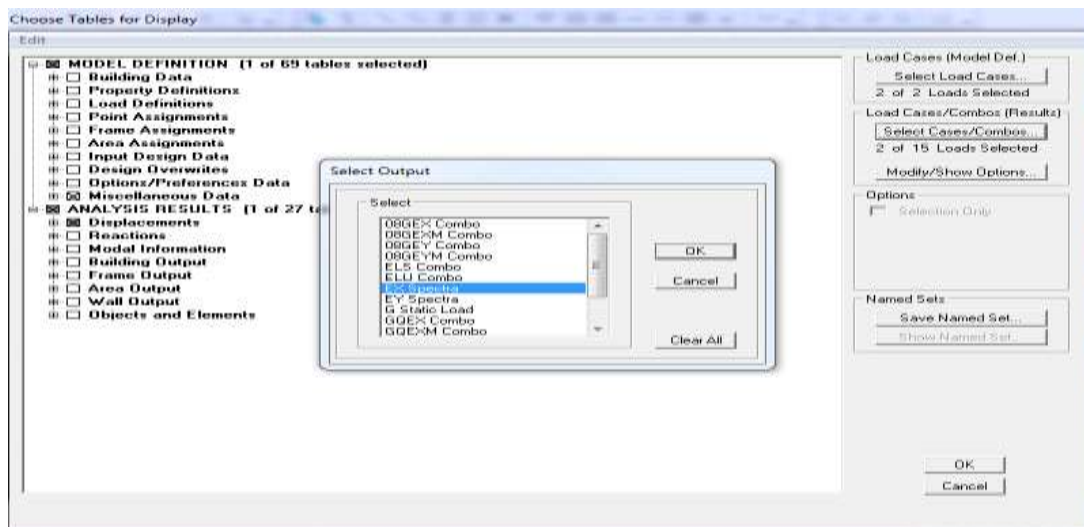
- Dans le sens longitudinal

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combo**



CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Puis on clique : **OK** → **OK**

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

❖ **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Story	sens longitudinal (X-X)			sens transversal (Y-Y)			1% H etage	obs
	δek (m)	δκ(μ)	.k(m)	δek (m)	δκ (m)	.k(m)		
TERRASSE-1	0,0176	0,088	0,0035	0,0128	0,064	0,002	0,002	CV
TERRASSE	0,0169	0,0845	0,0095	0,0124	0,062	0,0095	0,0306	CV
ET4	0,015	0,075	0,0105	0,0105	0,0525	0,0095	0,0306	CV
ET3	0,0129	0,0645	0,0115	0,0086	0,043	0,01	0,0306	CV
ET2	0,0106	0,053	0,012	0,0066	0,033	0,009	0,0306	CV
ET1	0,0082	0,041	0,0125	0,0048	0,024	0,008	0,0306	CV
RDC	0,0057	0,0285	0,012	0,0032	0,016	0,007	0,0306	CV
ET SERVICE	0,0033	0,0165	0,0095	0,0018	0,009	0,0055	0,0306	CV
ET COMMERCE	0,0014	0,007	0,007	0,0007	0,0035	0,0035	0,0444	CV

Tableau 5 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier → **La condition est vérifiée.**

IV.4.8 Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{27,86}{500} = 0,0557\text{m (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

δ_{\max} : déplacement maximal

f : La flèche admissible

H_t : Hauteur total.

➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

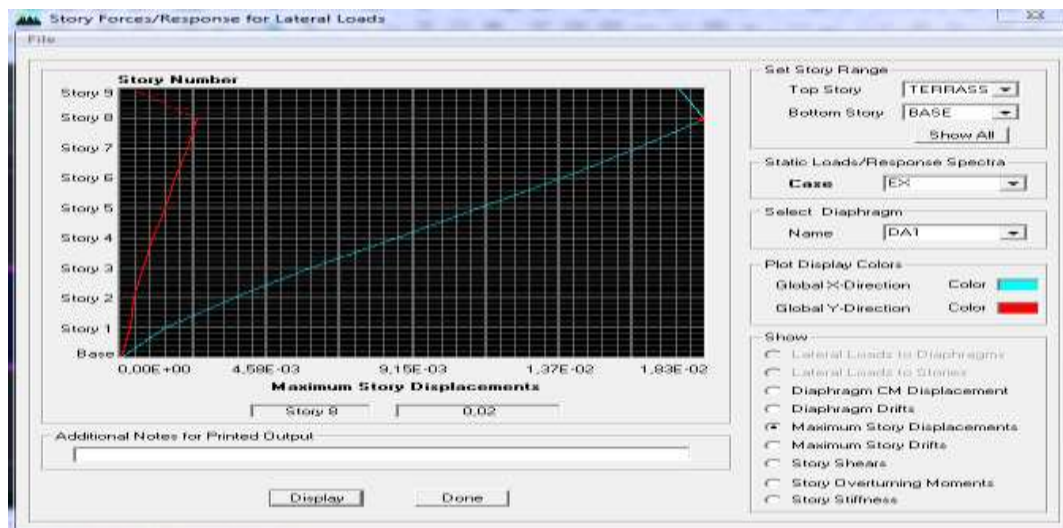
- **dans le sens longitudinal x-x**

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image



Puis, on clique sur **display**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximale



- dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

❖ **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0557\text{m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{max} = 0,01 < f = 0,0557m$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

IV.4.9 Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

✓ Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : II} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement mixte **R = 5**

Q : Facteur de qualité

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

La valeurs de Q est déterminer par la formule : $Q=1+\sum P_q$

$$Q= 1.20$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) .

$$\mathbf{T_2 (S3) = 0,5sec.}$$

ξ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 10\%$

D'où : $\eta = 0,76 \geq 0,7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

T: La période fondamentale : $T = 0,78$

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,78 \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

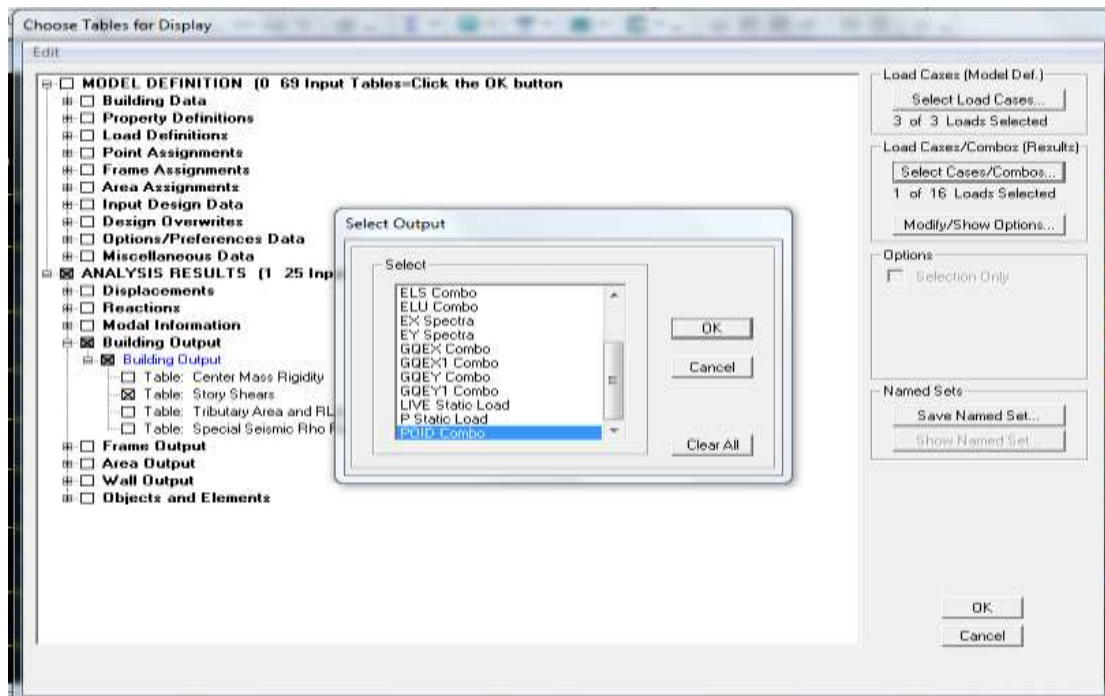
$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,78}\right)^{2/3} = 1.41$$

W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow Show Table \longrightarrow Building Output \longrightarrow Building Output
 \longrightarrow Table: Story Shears

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** \longrightarrow **OK**

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE-1	POIDS	Bottom	188,60	0,00	0,00	0,000	1565,367	-2074,5
TERRASSE	POIDS	Top	3726,16	0,00	0,00	0,000	30927,105	-40987,7
TERRASSE	POIDS	Bottom	4319,80	0,00	0,00	0,000	35930,511	-47517,7
ET4	POIDS	Top	7441,59	0,00	0,00	0,000	62270,256	-81858,7
ET4	POIDS	Bottom	8173,02	0,00	0,00	0,000	67560,261	-89904,4
ET3	POIDS	Top	11294,81	0,00	0,00	0,000	93900,006	-124245,7
ET3	POIDS	Bottom	12026,24	0,00	0,00	0,000	99190,011	-132291,7
ET2	POIDS	Top	15148,03	0,00	0,00	0,000	125529,756	-166632,7
ET2	POIDS	Bottom	15949,07	0,00	0,00	0,000	131397,565	-175443,7
ET1	POIDS	Top	19070,87	0,00	0,00	0,000	157737,311	-209784,7
ET1	POIDS	Bottom	19871,91	0,00	0,00	0,000	163605,120	-218596,7
RDC	POIDS	Top	22993,70	0,00	0,00	0,000	189944,865	-252937,7
RDC	POIDS	Bottom	23875,07	0,00	0,00	0,000	196479,372	-262632,7
ET SERVICE	POIDS	Top	26762,18	0,00	0,00	0,000	222064,160	-294390,7
ET SERVICE	POIDS	Bottom	27672,83	0,00	0,00	0,000	228620,860	-304403,7
ET COMMERCE	POIDS	Top	29993,21	0,00	0,00	0,000	244784,711	-329927,7
ET COMMERCE	POIDS	Bottom	31571,62	0,00	0,00	0,000	256652,089	-347269,7

Alors le poids total de la structure : $W_t = 31571.62KN$

Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,41
Facteur de qualité Q	1,2
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	31571,62

Tableau 6 : récapitulatif des résultats

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.2}{5} \times 31571,62$$

$$V = 1602,57KN$$

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

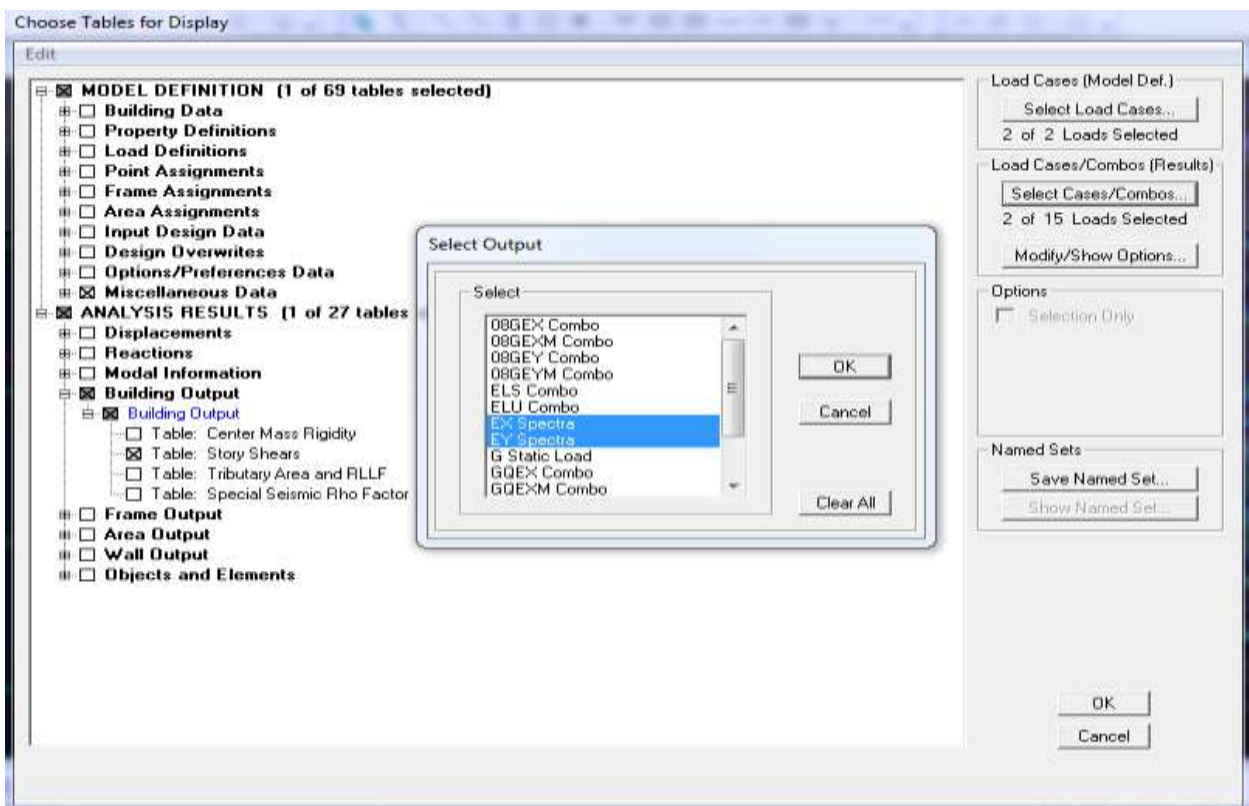
Display ———→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ———→ **building output** ———→ **story shears**

Puis on définit les combinaisons **E_X specter** et **E_Y specter** en cliquant sur :

Select cases/combos



Puis on clique : **OK** ———→ **OK**

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Loc	VX	VY
TERRASSE-1	Bottom	34,76	35,23
TERRASSE	Bottom	465,31	560,76
ET4	Bottom	782,9	927,42
ET3	Bottom	1034,59	1206,68
ET2	Bottom	1247,76	1440,59
ET1	Bottom	1423,13	1625,8
RDC	Bottom	1562,68	1766,7
ET SERVICE	Bottom	1661,99	1870,81
ET COMMERCE	Bottom	1710,62	1928,48

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = 1710,62 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = 1928,48 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

✓ Sens longitudinal :

$$V_{xdyn} = 1710,62 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 1602,57 \text{ KN} = 1282,056 \text{ KN}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens transversal :

$$V_{ydyn} = 1928,48 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 1623,82 \text{ KN} = 1282,056 \text{ KN}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} \longrightarrow **L'effort tranchant à la base est vérifié.**

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

IV.4.10 Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées 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 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage «K».

			Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
Niveau	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	V_x (KN)	θ	Δ_k (m)	V_y (KN)	θ
Terrass e-1	188,6	2	0,0035	34,76	0,009	0,002	35,23	0,005
Terrass e	4131,2	3,06	0,0095	465,31	0,027	0,0095	560,76	0,022
4 ^{ème}	3853,22	3,06	0,0105	782,9	0,016	0,0095	927,42	0,012
3 ^{ème}	3853,22	3,06	0,0115	1034,59	0,013	0,01	1206,68	0,01
2 ^{ème}	3922,83	3,06	0,012	1247,76	0,012	0,009	1440,59	0,008
1 ^{ème}	3922,84	3,06	0,0125	1423,13	0,011	0,008	1625,8	0,006
RDC	4003,16	3,06	0,012	1562,68	0,010	0,007	1766,7	0,005
Et service	3797,76	3,06	0,0095	1661,99	0,007	0,0055	1870,81	0,0036
Et commerce	3898,79	4,44	0,007	1710,62	0,0035	0,0035	1928,48	0,0015

Tableau7 : Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)

CHAPITRE IV : MODÉLISATION ET VÉRIFICATIONS

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0.1** ».

Donc l'effet (**P- Δ**) peut être négligé pour le cas de notre structure. —————> **Condition vérifiée.**

Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Ferrailage des Poteaux:

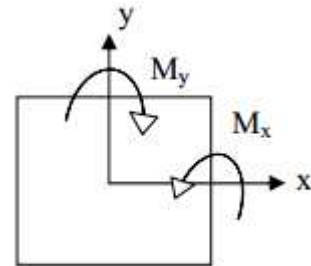
Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis nous vérifions à l'ELS pour les cas suivants :

Situation	Fe (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_c	F_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau 1 :Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{max} - M_{cor}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{min} - M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{max} - N_{cor}$



M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal Sollicitations

Combinaisons de calcul :

◆ BAEL91/modifiée99 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

◆ RPA99/modifiée2003 :

$G + Q \pm E_x$

$G + Q \pm E_y$

$0.8G \pm E_x$

$0.8G \pm E_y$

Chaque poteau est soumis à un effort de normal(N) et à un moment fléchissant(M), nous pouvons avoir l'un des cas suivant :

- section partiellement comprimée(spc)
- section entièrement comprimée(sec)
- section entièrement tendue(SET)

V.1.1 Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETAB

V.1.2 Recommandations du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- ♣ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites.
- ♣ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

● Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% $b \times h$ en zone IIa :

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35} \times \text{35) : } A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30} \times \text{30) : } A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$$

● Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% $b \times h$:

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35} \times \text{35) : } A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30} \times \text{30) : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$$

● Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% $b \times h$:

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35} \times \text{35) : } A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30} \times \text{30) : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.008 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
Poteau (45×45) :	16,2	121.5	81
Poteau (40×40) :	12.8	96	64
Poteau (35×35) :	9.8	73.5	49
Poteau (30×30) :	7,2	54	36

Tableau 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

- ✿ Le diamètre minimal est de 12mm.
- ✿ La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L^{\min}$ en zone IIa
- ✿ La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- ✿ Les jonctions par recouvrement doit être possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont désposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par consequent, si dans une section carré ou rectangulaire il existe des armatures longitudinales ou des etriers pour empecher tout mouvement de ces armatures.

Le role des armatures transversales consiste a :

- ✿ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✿ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✿ Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait a l'aide de la formule suivante (RPA99modifiée2003/Art7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_t \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

h_t : hauteur totale de la section brute

A_t : armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g < 5 \end{cases}$$

St : espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} St \leq \min(10\emptyset; 15\text{cm}) \text{ en zone nodale} \\ St \leq 15\emptyset \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec : \emptyset diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

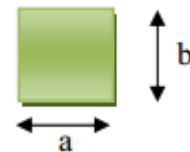
✚ La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \times St}$ en %, elle est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si: } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

✚ Calcul d'élanement géométrique :

$$\lambda g = \left[\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right]$$



Avec :

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement

✚ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset$ minimum.

V.1.3 Calcul des armatures a l'ELU :

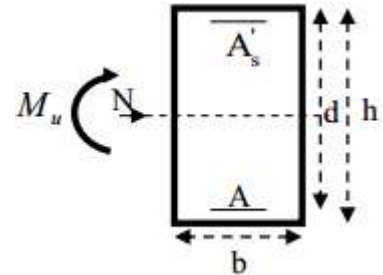
V.1.3.1 Les armatures longitudinales :

Exposé de la méthode de calcul a l'ELU :

Chaque poteau est soumis a un effort normal N (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant M , ce qui nous conduit a étudier deux cas suivants

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

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$:



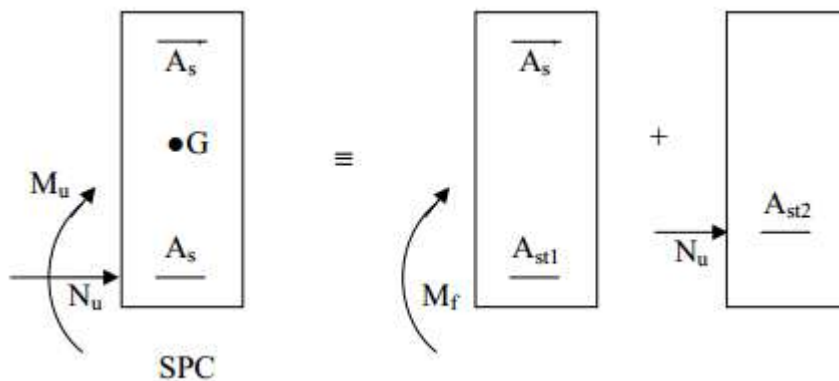
a) Section partiellement comprimée (SPC) :

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

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) et nous allons extraire β des tableaux

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}; A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

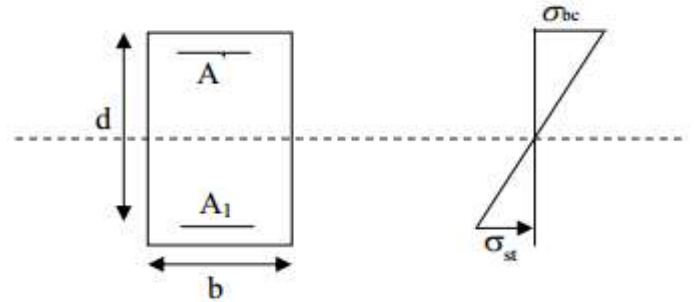
Si : A_s est négative $A_s \geq \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23 bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$

- Si : $\mu > \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

Nous calculons:

$$M_r = \mu_i b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - Mf > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1. Si : $\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} < (d - c')Nu - Mf < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s}; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2. Si : $(d - c')Nu - Mf \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h).b.h.f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} ; A_s = \frac{N - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

- Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité est nulle ; c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B.f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : B : Aire de la section du béton seul

σ_s = Contrainte de l'acier

▣ Exemple de calcul a l'ELU :

Pour le poteau (45×45) :

$$N_u = -2171,23 \text{ kN} ; M_u = 1,283 \text{ kN.m}$$

- ✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,283 \times 10^2}{2171,23} = 0.059 \text{ cm}$$

$$e = 0.059 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 2\right) = 20,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

- ✓ Calcul de : $(d - c')Nu - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

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

$$d = h - c = 0.45 - 0.02 = 0.43 \text{ cm}$$

- ✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 1,283 + 2171,23 \left(\frac{0.45}{2} - 0.02\right) = 446,38 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.45}\right) (0.45)^3 \times 14.2 \times 10^3$$

$$= 389,48 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_f = (0.43 - 0.02) \times 2171,23 - 446,38 = 443,82$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

✓ Calcul de : $(0.5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

$$(0.5h - c').h.b.f_{bc} = (0.5 \times 0,45 - 0,02) \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 589,47 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } (d-c')N_u - M_f = 443,82 \text{ kN.m} < 589,47 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s}; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{2171,23(0,43 - 0,02) - 446,38}{0,45^3 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,02}{0,45}} = 0,86$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{2171,23 - 100 \times 0,86 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0,0063 = 0$$

$$A_s = 0$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : sous-sol1 (étage commerce)

Zone II : sous-sol 2 (étage de service) et RDC

Zone III : du 1^{ème} au 2^{ème} étage.

Zone IV : du 3^{ème} au 5^{ème} étage.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

◆ Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel

« Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

niv	(cm ²) Secion	Effort normal KN	Moment (kN,m)	situation	(h/2- c)	Obs	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix de A
Zone I	45*45	N _{max} = - 2171,23	M _{cor} = - 1,283	ELU	0,205	SEC	0	0	16,2	17,08	4HA20 + 4HA12
		N _{min} =0,08	M _{cor} =12,188	0.8G-Ex	0.205	SET	0.82	0			
		N _{cor} =-1311,04	M _{max} = - 80,876	ELU	0.205	SEC	0	0			
Zone II	40*40	N _{max} = - 1846,92	M _{cor} =-3,175	ELU	0.18	SEC	0	0	12,8	14,19	4HA16 + 4HA14
		N _{min} =-2	M _{cor} =28,502	G+Q-Ex	0.18	SET	2,23	0			
		N _{cor} =-1220,94	M _{max} = - 57,365	ELU	0.18	SEC	0	0			
Zone III	35*35	N _{max} =- 1299,42	M _{cor} =-8,336	ELU	0.155	SEC	0	0	9,8	10,67	4HA14 + 4HA12
		N _{min} =-0,08	M _{cor} = 10,308	0.8G-Ex	0.155	SPC	0.78	0			
		N _{cor} =-585,19	M _{max} =- 48,957	G+Q+Ex	0.155	SEC	0	0			
Zone IV	30*30	N _{max} =-768,38	M _{cor} = - 10,886	ELU	0.130	SET	0	0	7,2	9,02	8HA12
		N _{min} =0	M _{cor} = 3,179	0.8G-Ey	0.130	SPC	0,26	0			
		N _{cor} = -115,06	M _{max} = 38,739	G+Q+Ex	0.130	SPC	2,21	0			

Tableau 3 : Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_s(\min)$ correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

V.1.3.2 Vérifications à l'ELU :

- Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « θ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6,33\text{mm. Soit : } \theta_t = 8\text{mm}$$

θ_L^{\max} : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élançement géométrique (λ_g) est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}; \text{ avec : } a = b$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_0 = 444\text{cm pour l'étage commerce} \\ l_0 = 306\text{cm pour l'étage de service au 5}^{\text{ème}} \text{ étage} \end{cases}$$

- Espacement des armatures :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\theta_L ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$
- ✓ Dans la zone courante : $S_t \leq 15\theta_L = 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Avec : $\emptyset_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- Calcul de λ_g et de A_{\min} :

☀ Poteau (30×30) :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{30} = 7,14 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0,9\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35\text{cm}^2$

☀ Poteau (35×35) :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6,12 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1,05\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1,575\text{cm}^2$

☀ Poteau (40×40) :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5,355 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,8\text{cm}^2$

☀ Poteau (45×45) :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 444}{45} = 6,90 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2,025\text{cm}^2$

Sections des armatures transversales :

Poteaux	$A_t^{\min}(\text{cm}^2)$		$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Observation	
	Zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	Zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)		Zone courante	Zone nodale
45×45	2,025	1,35	3,14	Cv	cv
40×40	1,8	1,2	2,01	Cv	cv
35×35	1,575	1,05	2,01	Cv	cv
30×30	1,35	0,9	2,01	Cv	cv

Tableau 4 : Sections des armatures transversales.

D'après le tableau ci-dessus, $A_t^{\min} > A_t \Rightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux de l'étage de service au 5^{ème} étage seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : $(4\emptyset 8 = 2.01\text{cm}^2)$; et les poteaux de l'étage commerce seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : $(4\emptyset 10 = 3.14\text{cm}^2)$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10 \emptyset_t \min = 8\text{cm}$.

- Longueur de recouvrement :

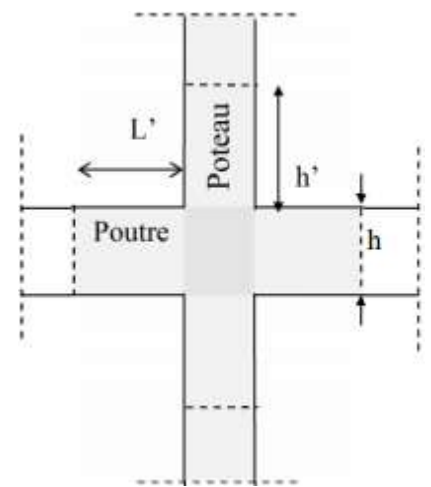
$$L_r = 40 \theta_L^{\min} = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

- Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$



- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur d'étage

$$h' = \max\left(\frac{444}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right) = 75\text{ cm (poteaux de l'étage commerce)}$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) = 60\text{ cm (poteaux de l'étage de service au 5^{ème} étage)}.$$

- Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33\text{ cm}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 143,14 \text{ cm}$

■ Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ;

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V_u (kN)	b (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Vérification :
Et commerce 45×45	39,69	45	45	6,90	0.075	0.205	1,875	CV
Et service, 1 ^{ère} étage 40×40	38,12	40	40	5,355	0,075	0.250	1,875	CV
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage 35×35	33,31	35	35	6,12	0,075	0.288	1,875	CV
3-4 et 5 ^{ème} étage 30×30	27,57	30	30	7,14	0.075	0.328	1,875	CV

Tableau 5 : Vérification au cisaillement

■ Les armatures longitudinales : art(7.4.2.1) du RPA

- Les armatures longitudinales sont de haute adhérence, droite et sans crochets
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale du recouvrement est de 40ϕ

En zone IIa.

✓ Pour ϕ_{20} : $l_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

✓ Pour ϕ_{16} : $l_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

✓ Pour ϕ_{14} : $l_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

✓ Pour $\phi_{12}:lr=40\phi=40 \times 1.2 = 48cm$

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau

$$\leq 25cm$$

V.1.3.3 Vérifications à l'ELS :

- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times bd$$

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s	A_{\min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	Observation
Etage commerce	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corré}}$	- 1576,1 6	-0,863	0,05 4	5,76	17,08	Condition vérifiée
Etage Commerce 1 ^{er}	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corré}}$	- 1342,0 4	-2,194	0,16 3	4,57	14,19	Condition vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corré}}$	-944,53	-6,021	0,63	3,66	10,67	Condition Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	30 × 30	$N^{\max} - M^{\text{corré}}$	-559,2	-7,886	1,41	2,62	9,05	Condition Vérifiée

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

✚ Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A_s' \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

✚ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \sigma_{\text{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Sections	Sollicitations	N _c (kN)	M (kN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	σ_{sup}	σ_{inf}	σ	s	caton vérifi
							(MPa)	(MPa)	(MPa)		
45 × 45	N _{max} - M _{cor}	-1576,16	-0,863	0.00054	0.075	SEC	7,84	7,73	15		✓
	N _{min} - M _{cor}	-105,83	7,296	0.068	0.075	SEC	0.04	1	15		✓
	M _{max} - N _{cor}	-951,54	- 58,648	0.061	0.075	SEC	11,4	0,45	15		✓
40 × 40	N _{max} - M _{cor}	-1342,04	-2,194	0.0016	0.066	SEC	8,59	8 ,18	15		✓
	N _{min} - M _{cor}	-49,6	14,496	0.29	0.066	SPC	2,83	0	15		✓
	M _{max} - N _{cor}	-888,62	- 41,279	0.046	0.066	SEC	9,42	1,68	15		✓
35 × 35	N _{max} - M _{cor}	-944,53	-6,021	0.0063	0.058	SEC	8,55	6,87	15		✓
	N _{min} - M _{cor}	-84,68	-0,111	0.0013	0.058	SEC	0,72	0,65	15		✓
	M _{max} - N _{cor}	-481,72	16,866	0,035	0.058	SEC	6,29	1,57	15		✓
30 × 30	N _{max} - M _{cor}	-559,2	-7,886	0.014	0.05	SEC	3,17	0	15		✓
	N _{min} - M _{cor}	-8,89	3,807	0.428	0.05	SPC	0.14	0	15		✓
	M _{max} - N _{cor}	-47,64	- 20,225	0.424	0.05	SPC	7,41	0	15		✓

Tableau 7 : Vérification des contraintes

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

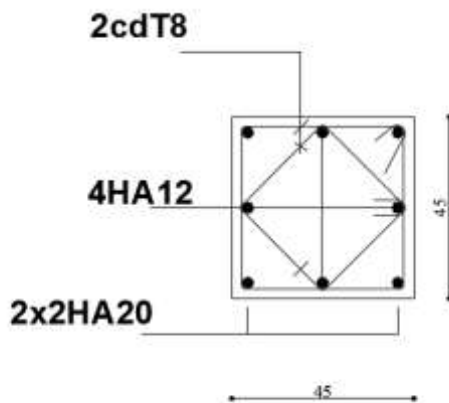
Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Zones	Niveau	Section (cm ²)	Armatures longitudinales
Zone I	Etage commerce	45× 45	4HA20+4HA12
Zone II	Etage de service, RDC	40×40	4HA16+4HA14
Zone III	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	35×35	4HA14+4HA12
Zone IV	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	30×30	8HA12

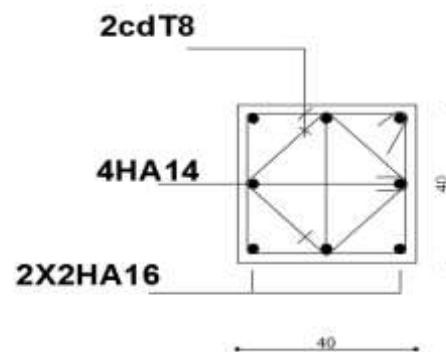
Tableau 8 : Ferrailage des poteaux

Schéma de ferrailage des poteaux :

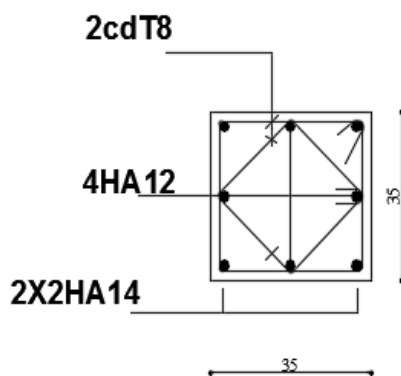
Poteaux (45x45) :



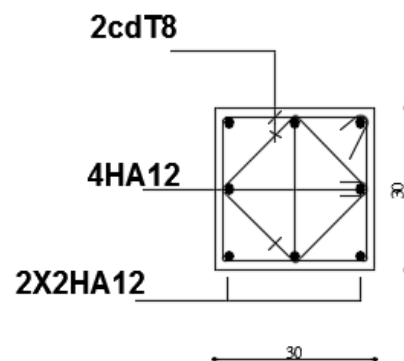
Poteaux (40x40) :



Poteaux (35x35) :



Poteaux (30x30) :



V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1 INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G+Q\pm E$ RPA 2003
- $0.8G\pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G+Q$ à l'ELS

V.2.2 RECOMMANDATION ET EXIGENCE DE L'RPA

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

- **Pourcentage total maximum**

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) ; \longrightarrow \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) ; \longrightarrow \text{ En zone de recouvrement.}$$

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total	Pourcentage total	
	Minimum	Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\% (b \times h),$	Zone courante. $A_{\max} = 4\% (b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% (b \times h)$
Poutre principale (25 × 40)	5	40	60
Poutre secondaire (25 × 30)	3,75	30	45

Tableau 1 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur de recouvrement est de : $50\emptyset$ (en zone III)
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

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

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

V.2.3 CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :

A. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \quad \text{cas durable} \end{cases}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau 2 les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ Etapes de calcul

Le moment réduit limite « μ_1 » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_1 » deux cas se présente a nous :

✓ **1^{ere} cas** : $\mu \leq \mu_1$ \longrightarrow Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires \longrightarrow $A_{sc}=0$

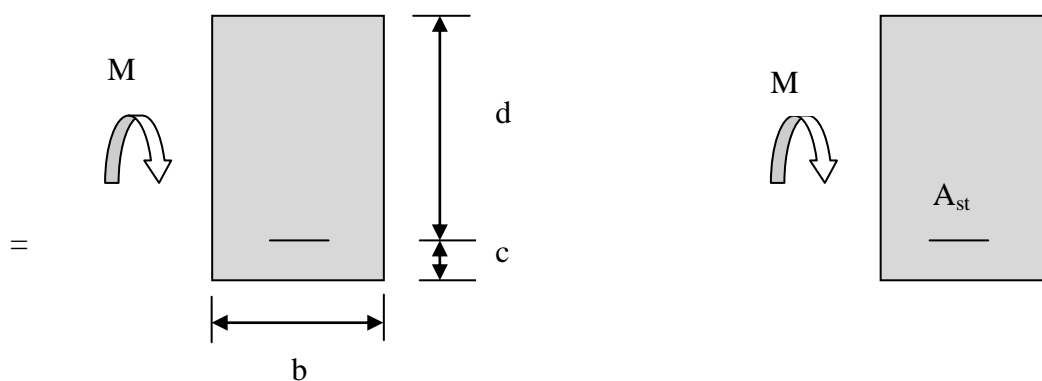


Figure 1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15$$

✓ 2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

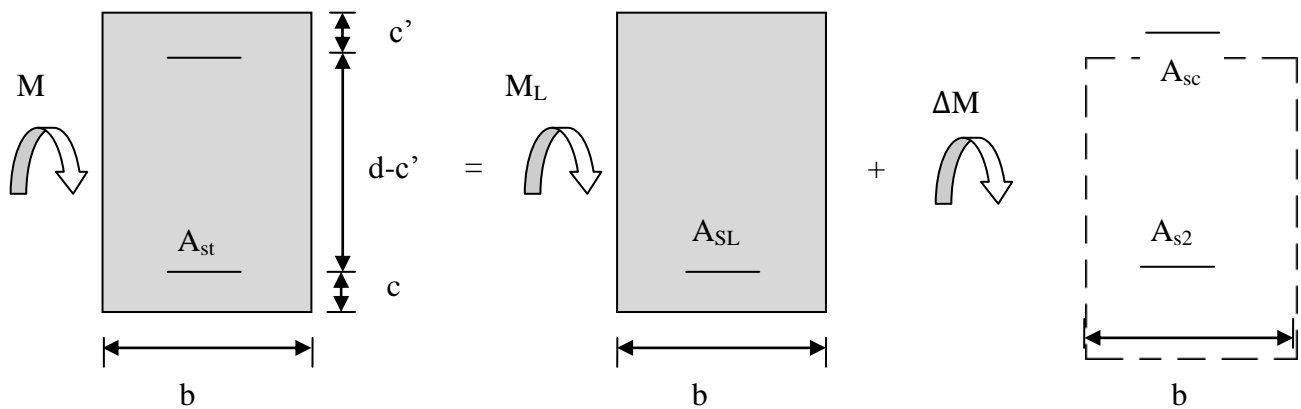


Figure 2 : Disposition des armatures S.D.A

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

❖ Remarque

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

➤ Ferrailages des poutres

• Poutres principale (25 × 40):

On a : $b = 25\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = h - c = 40 - 2 = 38\text{cm}$.

✓ En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63,088 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,124$$

.

$\mu = 0,124 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc}=0$

$$\mu = 0,124 \longrightarrow \beta = 0,934$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{63,088 \times 10^3}{0,934 \times 38 \times 348} = 5,10 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{112,544 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 18,48} = 0,168$$

$\mu = 0,168 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$$\mu = 0,168 \longrightarrow \beta = 0,907$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{112,544 \times 10^3}{0,907 \times 38 \times 400} = 8,16 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires (25 × 30):**

- On a : $b = 25\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$; $d = h - c = 30 - 2 = 28\text{cm}$.

✓ En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{91,366 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,328$$

$\mu = 0,328 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$$\mu = 0,328 \longrightarrow \beta = 0,793$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{91,336 \times 10^3}{0,793 \times 28 \times 348} = 11,82 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92,961 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 18,48} = 0,256$$

$\mu = 0,256 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A) ; $A_{sc} = 0$

$$\mu = 0,256 \longrightarrow \beta = 0,849$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{92,961 \times 10^3}{0,849 \times 28 \times 400} = 9,77 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

✓ **Ferrailage des poutres principales (25 × 40) :**

	M _{max} (KN.m)	μ _b	Obs	B	A _{st}	A _{adopté} (cm ²)	Ferrailage
En travée	63,088	0,124	SSA	0,934	5,10	8,01	3HA12 (fil)+3HA14(chap)
Aux appuis	112,544	0,168	SSA	0,907	8,16	9,42	3HA12 (fil) + 3HA16 (chap)

Tableau 3 : Ferrailage des poutres principales

✓ **Ferraillage des poutres secondaires (25 × 30) :**

	M _{max} (KN.m)	μ _b	Obs	B	A _{st}	A _{adopté} (cm ²)	Ferraillage
En travée	91,366	0,328	SSA	0,793	11,82	12,06	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)
Aux appuis	92,961	0,256	SSA	0,849	9,77	12,06	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)

Tableau 4 : Ferraillage des poutres secondaires

B. Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

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

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

∅ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

	Calcul de S_t [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [10;14,4;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad} = 2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [7,5;19,2;30]	$S_t = 7,5$	0,5625	$A_{ad} = 2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,125	

Tableau 5 : Les quantités et les espacements des armatures transversales

V.2.4 VERIFICATIONS A L'ELU :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

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

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumé dans le tableau suivant :

		A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Vérifications
Poutre principale	En travée	8,01	5	CV
	Aux appuis	9,42		CV
Poutre secondaire	En travée	12,06	3,75	CV
	Aux appuis	12,06		CV

Tableau 6 : Vérifications armatures longitudinales.

❖ Remarque

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

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

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
Poutres Principales	122,48	25	38	1,28	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	117,36	25	28	1,67		Condition vérifiée

Tableau 7: Vérification au cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant :

✓ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	γ_b	f_{c28} [MPa]	\bar{T}_u [MPa]	Observation
Poutres Principales	122,48	25	38	1,5	25	570	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	118,36	25	28			420	Condition vérifiée

Tableau 8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Et si $\left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0$ → La vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	D [m]	$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}$	Observation
Poutres Principales	12,48	63,088	0,38	-121,37	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	118,36	91,336	0,28	-244,08	Condition vérifiée

Tableau 9: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

❖ Remarque

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

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

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

Et

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

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

✓ Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 + 1,4 = 43,33 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{122,48 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 433,3} = 1,46 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{118,36 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 301,44} = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \emptyset$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 56 \text{ cm.}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à 0,4 l_s pour les aciers H.A.

- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 0,4 \times 65 = 26 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$

V.2.5 VERIFICATIONS A L'ELS

1) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_e} \end{array} \right.$$

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutre principale	En travée	8,01	5	Condition vérifiée
	En appuis	9,42		Condition vérifiée
Poutre secondaire	En travée	12,06	3,75	Condition vérifiée
	Appuis	12,06		Condition vérifiée

Tableau 10: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

	L_{\max}	$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500}$	f_{ETABS}	Conditions
Poutre principale	5,60	0,0112	0,003	Condition vérifiée
Poutre secondaire	4,20	0,0078	0,001	Condition vérifiée

Tableau 11: Vérification de la flèche.

❖ Remarque

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

4) Vérification des contraintes :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l'ELS. On aura les valeurs de K_1 et β_1

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} \equiv 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

/		Moment à l'ELS [KN.M]	A_{st} [cm ²]	B	D	ρ_1	β_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K_1	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	45,273	8,01	25	38	0,647	0,882	168,63	348	CV	27,37	6,16	15	CV
	Appuis	82,029	9,42			0,975	0,862	265,84		CV	21,23	12,46		CV
Poutres secondaires	Travées	29,055	12,06	25	28	1,794	0,829	103,79		CV	14,24	7,18		CV
	Appuis	40,756	12,06			1,579	0,836	144,37		CV	15,49	9,32		CV

Tableau 12: Vérifications des contraintes à L'ELS.

❖ **Remarque**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées

Schéma de ferrailage des poutres

➤ Poutres principales (30 × 40):

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

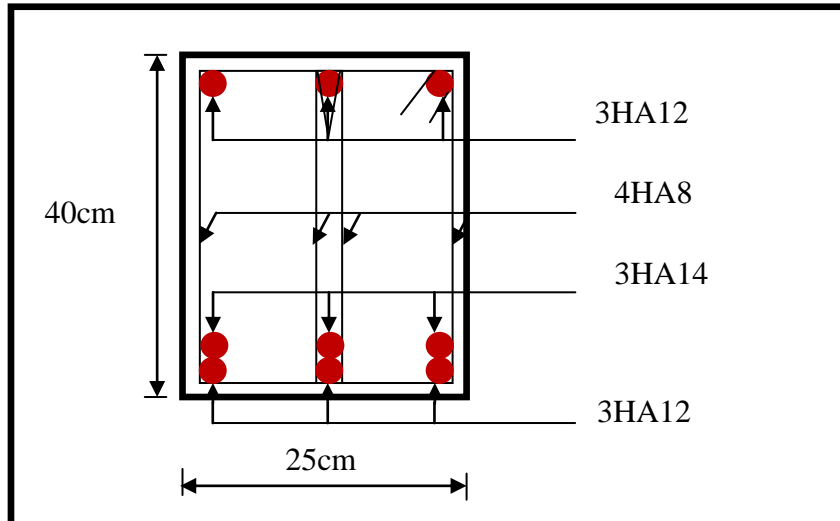


Figure 3: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA

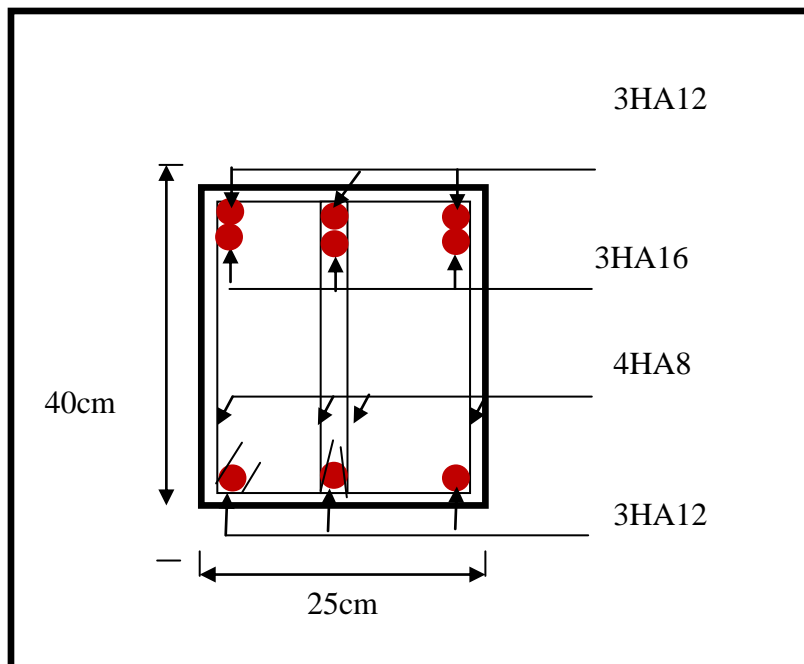


Figure 4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires (30 × 25) :**

✓ **En travée**

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA16(chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

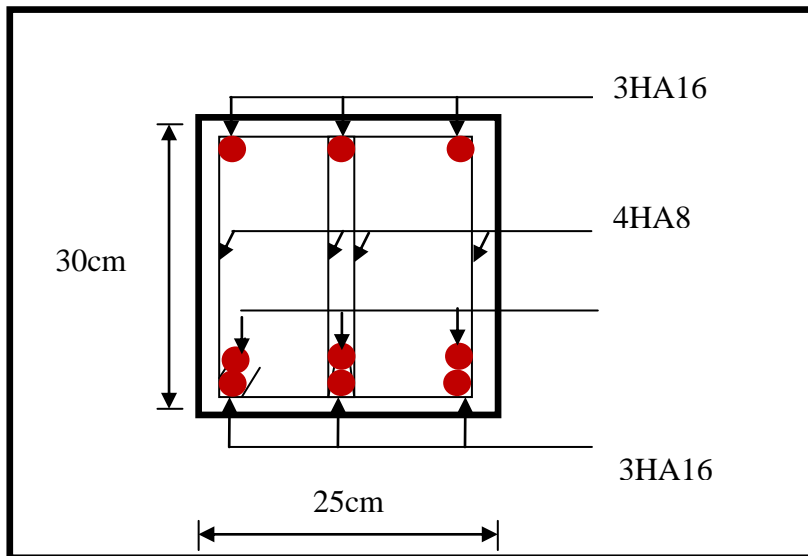


Figure 5 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA16 (fil) + 3HA14 (chap).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

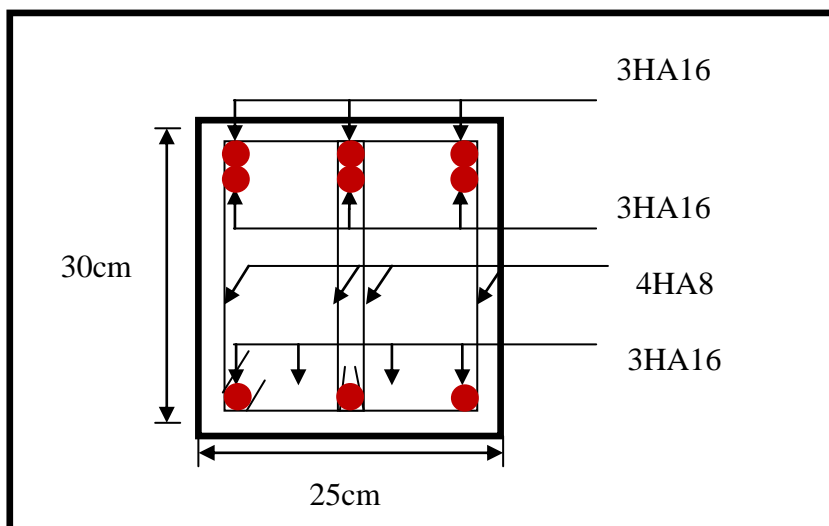


Figure 6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

V.3 FERRAILLAGE DES VOILES

V.3.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : étage de commerce
- **Zone II** : étage de service, RDC
- **Zone III** : 1^{er}, 2^{ème} étage
- **Zone IV** : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

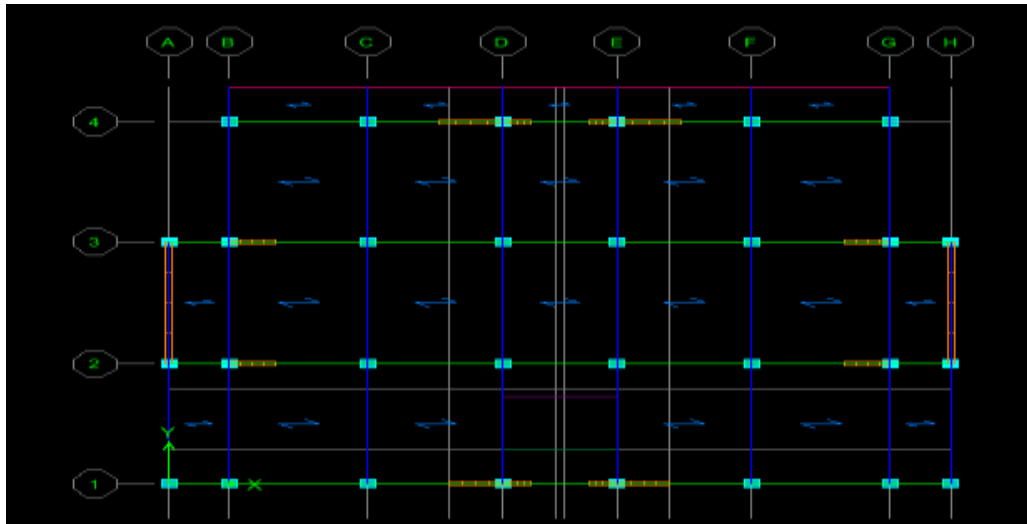


Fig.VI.3.1 : Disposition des voiles dans notre structure

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V': Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \longrightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue L_t tel que :

$$L_t = L - L_c$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

➤ Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	

Tableau 1 : Calcul des armatures verticales

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

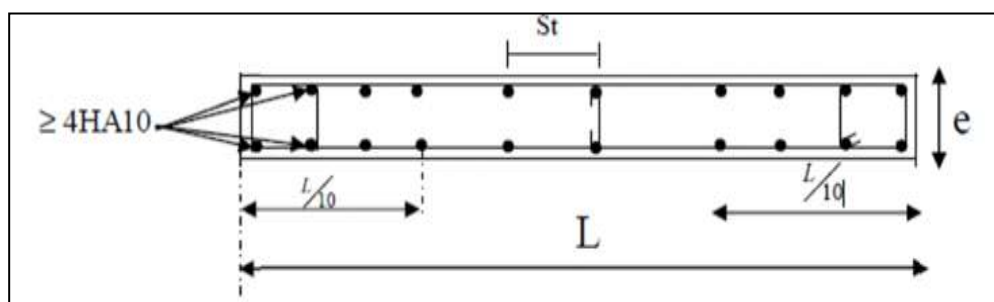


Figure 2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

B. Armatures horizontales

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieur dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section des armatures verticales

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile
- ✓ A_h : 0,10%B en zone courante

Avec : B : Section du béton

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = 25\text{cm} : \text{épaisseur du voile}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37,5 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diameter maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 250 = 25\text{mm.}$$

✓ Les vérifications

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

✓ **Exemple de calcul :**

A. Ferrailage des armatures

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 5,60$ m sur la zone1. (VL1.Z1)

1) Caractéristiques géométriques :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 5,60 \text{ m} \\ e = 25 \text{ cm} \\ B = 1,4 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\checkmark \sigma_{\max} = 5247,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_{\min} = -7392,4 \text{ KN/m}^2$$

3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{5247,14}{5247,14 + 7392,4} \times 5,6 = 2,32 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 5,60 - 2,32 = 3,28 \text{ m}$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{4,04}{2}; \frac{2}{3} \times 2,32\right) = \min(2,02; 1,55) = 1,55 \text{ m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,44 - 0,40 = 4,04 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d_1 = 3,275 - 1,55 = 1,73 \text{ m}$$

5) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d_2}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{7392,4(3,28 - 1,55)}{3,28} = 2761,65 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7392,4 + 2761,65}{2} \times 1,55 \times 0,25 = 1550,92 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2761,65}{2} \times 1,55 \times 0,25 = 535,06 \text{ KN}$$

6) Calcul des armatures verticales :

✓ 1^{ère} bande .:

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1550,92}{400 \times 10^{-1}} = 38,77 \text{ cm}^2$$

✓ 2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{535,06}{400 \times 10^{-1}} = 13,37 \text{ cm}^2$$

7) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1019,84 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 35,69 \text{ cm}^2$$

8) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B\right)$$

$$= \max\left(\frac{1,55 \times 0,25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,55 \times 0,25\right)$$

$$A_{\min} = \max(20,34; 7,75) = 20,34 \text{ cm}^2$$

9) Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (38,77) + \left(\frac{35,69}{4}\right) = 47,69 \text{ cm}^2/\text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (13,37) + \left(\frac{35,69}{4}\right) = 22,29 \text{ cm}^2/\text{bande}$

10) Ferrailage adopté :

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 47,69 \text{ cm}^2$	4HA20+20HA16 52,752cm ²	$S_t = 12 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 22,29 \text{ cm}^2$	18HA14 = 27,695cm ²	$S_t = 18 \text{ cm}$

Tableau 2 : Ferrailage adopté.

11) Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{52,752}{4} = 13,18\text{cm}^2$

✓ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 14000 = 5,25\text{cm}^2$

On prend : $A_H = 9,43\text{cm}^2$.

Soit : 9HA12 = $10,18\text{cm}^2$ / 1m de hauteur ; avec $S_h = 12\text{cm}$.

12) Armatures transversals :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec (4HA8)

B. Les vérifications :

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{ cm}\} = 30\text{ cm}$$

$S_t = 12\text{cm}$ et 18cm \longrightarrow Condition vérifiée.

$S_h = 12\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1694,01 \times 10^3}{1,4 \times 10^6 + 15 \times 52,752 \times 10^2} = 1,14\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,14\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

- Vérification des contraintes de cisaillement :

✓ Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 1019,84 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 5600} = 1,13\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{ MPa}$

$\tau_b = 1,13\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1019,84 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 5600} = \mathbf{0,80MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = \mathbf{3,26MPa}$$

$\tau_u = \mathbf{0,80 MPa} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,26MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

❖ NOTE

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant

➤ Ferrailage des Voiles transversaux de 5,6m (VT1)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)		0,400	0,400	0,400
hauteur étage (m)		4,440	3,060	3,060	3,060
L (m)		5,600	5,600	5,600	5,600
e (m)		0,250	0,200	0,200	0,200
B (m ²)		1,400	1,120	1,120	1,120
He		4,440	3,060	3,060	3,060
H		4,040	2,660	2,660	2,660
Solicitation de calcul	T(kN)	1019,840	964,610	766,770	545,110
	N _{ser} (kN)	1694,010	1461,670	1148,740	749,040
	V _u (kN)	1427,776	1350,454	1073,478	763,154
	σ _{max} (kN/m ²)	5247,140	4984,180	4461,030	4015,760
	σ _{min} (kN/m ²)	7392,400	7032,690	5082,100	4713,050
	σ _s (kN/m ²)	400,000	400,000	400,000	400,000
	L _c	2,325	2,323	2,618	2,576
	L _t	3,275	3,277	2,982	3,024
	D	1,550	1,330	1,330	1,330
	d _{adopté}	1,550	1,330	1,330	1,330
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	1,725	1,947	1,652	1,694
	σ ₁	2764,187	2961,500	2471,519	2249,379
	N ₁	1552,039	1056,775	922,029	833,263

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

	N₂	596,162	576,697	408,351	380,972
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	38,801	26,419	23,051	20,832
	A_{v2}/bande (cm²)	14,904	14,417	10,209	9,524
	A_{vj} (cm²)	39,264	37,137	29,521	20,987
	A'v1/bande/nappe	48,617	35,704	30,431	26,078
	A'v2/bande/nappe	24,720	23,702	17,589	14,771
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)	20,342	13,965	13,965	13,965
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	52,752	38,810	31,400	26,502
	A'v2 adopté (cm²)	27,695	24,618	18,086	15,826
	Choix de Bande A (cm²) 1	4HA20+20HA16	4HA16+20HA14	16HA14+6HA12	4HA14+18HA12
	Choix de Bande A (cm²) 2	18HA14	16HA14	16HA12	14HA12
	ST	30,000	30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm) Bande 1	12,000	10,000	12,000	12,000
	Espacement (cm) Bande 2	18,000	20,000	20,000	20,000
Armatures horizontales	AH (cm²)	21,000	16,800	16,800	16,800
	AH adopté / nappe (cm²)	11,780	8,630	8,630	8,630
	choix de la section	15HA10	11HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25,000	25,000	25,000	25,000
	At adoptées	4 épingles HA8 /m²			

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_v = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1,133	1,340	1,065	0,757
	2,26 Mpa	τ_u	0,809	0,957	0,761	0,541
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	1,145	1,243	0,984	0,646

Tableau 3: ferrailage des voiles transversaux de 5,6 m (VT1)

➤ **Ferrailage des Voiles longitudinaux de 1,50m (VL1)**

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,300	0,300	0,300	0,300
	hauteur etage (m)	4,440	3,060	3,060	3,060
	L (m)	1,500	1,500	1,500	1,500
	e (m)	0,250	0,200	0,200	0,200
	B (m ²)	0,375	0,300	0,300	0,300
	He	4,440	3,060	3,060	3,060
	H	4,140	2,760	2,760	2,760
Solicitation de calcul	T(kN)	242,830	199,970	125,320	83,150
	N _{ser} (kN)	908,780	838,500	650,670	421,560
	V _u (kN)	339,962	279,958	175,448	116,410
	σ_{\max} (kN/m ²)	6606,280	4105,360	1985,110	1858,720
	σ_{\min} (kN/m ²)	10213,000	8075,970	4538,140	4124,450
	σ_s (kN/m ²)	400,000	400,000	400,000	400,000
	L _c	0,589	0,506	0,456	0,466
	L _t	0,911	0,994	1,044	1,034
	D	0,393	0,337	0,304	0,311
	d _{adopté}	0,393	0,337	0,304	0,311
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,518	0,657	0,739	0,723
	σ_1	3757,431	2714,074	1406,215	1300,288
	N ₁	508,833	229,829	103,202	98,137
N ₂	243,317	178,436	103,950	94,057	
ures vertic	A _{v1} /bande (cm ²)	12,721	5,746	2,580	2,453

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Ferraillement	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$		6,083	4,461	2,599	2,351
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$		9,349	7,699	4,825	3,201
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		15,058	7,670	3,786	3,254
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		8,420	6,386	3,805	3,152
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$		5,155	3,539	3,195	3,262
	$A'v1$ adopté (cm ²)		15,200	9,920	4,710	4,710
Ferraillement verticales	$A'v2$ adopté (cm ²)		9,230	4,710	4,710	4,710
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA10+6HA16	4HA10+6HA12	6HA10	6HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6HA14	6HA10	6HA10	6HA10
	ST		30,000	30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm)	Bande 1	9,000	10,000	10,000	10,000
		Bande 2	17,000	13,000	25,000	25,000
Armatures horizontales	AH (cm ²)		5,625	4,500	4,500	4,500
	AH adopté / nappe (cm ²)		3,140	3,140	3,140	3,140
	choix de la section		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
des Armatures transversales	Espacement st(cm)		25,000	25,000	25,000	25,000
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,007	1,037	0,650	0,431
	2,26 Mpa	τ_u	0,719	0,741	0,464	0,308
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,285	2,663	2,119	1,373

Tableau 4: ferraillement des voiles longitudinaux de 1.5 m (VL1)

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Ferrailage des Voiles longitudinaux de 0,80m (VL2)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,300	0,300	0,300	0,300
	hauteur etage (m)	4,440	3,060	3,060	3,060
	L (m)	0,800	0,800	0,800	0,800
	e (m)	0,250	0,200	0,200	0,200
	B (m ²)	0,200	0,160	0,160	0,160
	He	4,440	3,060	3,060	3,060
	H	4,140	2,760	2,760	2,760
Sollicitation de calcul	T(kN)	132,970	154,310	137,890	97,140
	N _{ser} (kN)	483,280	428,670	341,540	219,460
	Vu (kN)	186,158	216,034	193,046	135,996
	σ_{max} (kN/m ²)	4389,990	3991,540	3409,120	3358,840
	σ_{min} (kN/m ²)	8040,570	8109,440	7928,750	7924,910
	σ_s (kN/m ²)	400,000	400,000	400,000	400,000
	L _c	0,283	0,264	0,241	0,238
	L _t	0,517	0,536	0,559	0,562
	D	0,188	0,176	0,160	0,159
	d _{adopté}	0,188	0,176	0,160	0,159
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,329	0,360	0,399	0,403
	σ_1	2792,092	2681,759	2431,908	2409,781
	N ₁	169,095	117,398	93,670	91,581
	N ₂	114,866	96,596	97,054	97,140
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	4,227	2,935	2,342	2,290
	A _{v2} /bande (cm ²)	2,872	2,415	2,426	2,428
	A _{vj} (cm ²)	5,119	5,941	5,309	3,740
	A'v1/bande/nappe	5,507	4,420	3,669	3,225
	A'v2/bande/nappe	4,151	3,900	3,754	3,363

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

leses minimal	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		2,472	1,847	1,684	1,667
	A'_{v1} adopté (cm ²)		6,150	4,520	4,520	4,520
Ferrailage adopté pour armatures verticales	A'_{v2} adopté (cm ²)		4,520	4,520	4,520	4,520
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA16	4HA12	4HA12	4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	ST		30,000	30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm)	Bande 1	9,000	9,000	9,000	10,000
		Bande 2	17,000	13,000	20,000	25,000
Armatures horizontales	AH (cm ²)		3,000	2,400	2,400	2,400
	AH adopté / nappe (cm ²)		3,140	3,140	3,140	3,140
	choix de la section		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25,000	25,000	25,000	25,000
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,034	1,500	1,341	0,944
	2,26 Mpa	τ_u	0,739	1,072	0,958	0,675
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,310	2,570	2,048	1,316

Tableau 5 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 0,80 m (VL2)

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

➤ Ferrailage des Voiles longitudinaux de 1,30 m (VL3)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,400	0,300	0,300	0,300
	hauteur etage (m)	4,440	3,060	3,060	3,060
	L (m)	1,300	1,300	1,300	1,300
	e (m)	0,250	0,200	0,200	0,200
	B (m ²)	0,325	0,260	0,260	0,260
	He	4,440	3,060	3,060	3,060
	H	4,140	2,760	2,760	2,760
Solicitation de calcul	T(kN)	90,910	69,260	61,340	54,790
	N _{ser} (kN)	874,890	747,590	570,500	371,400
	Vu (kN)	90,910	69,260	61,340	76,706
	σ _{max} (kN/m ²)	5247,140	1884,290	1713,450	1216,640
	σ _{min} (kN/m ²)	7392,400	6836,610	4341,860	4031,930
	σ _s (kN/m ²)	400,000	400,000	400,000	400,000
	L _c	0,540	0,281	0,368	0,301
	L _t	0,760	1,019	0,932	0,999
	D	0,360	0,187	0,245	0,201
	d _{adopté}	0,360	0,187	0,245	0,201
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,401	0,832	0,687	0,798
	σ ₁	2764,187	1538,061	1262,658	971,892
	N ₁	360,295	64,086	72,985	43,967
N ₂	138,395	127,945	86,733	77,533	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	9,007	1,602	1,825	1,099
	A _{v2} /bande (cm ²)	3,460	3,199	2,168	1,938
	A _{vj} (cm ²)	2,500	1,905	1,687	2,109
	A'v1/bande/nappe	9,632	2,078	2,246	1,627
	A'v2/bande/nappe	4,085	3,675	2,590	2,466
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	4,722	1,966	2,575	2,109

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		10,670	3,140	3,140	3,140
	A'v2 adopté (cm ²)		6,780	4,710	3,140	3,140
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	4HA12+4HA16	4HA10	4HA10	4HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	6HA12	6HA10	4HA10	4HA10
	ST		30,000	30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm)	Bande 1	10,000	10,000	12,000	10,000
Bande 2		13,000	25,000	25,000	25,000	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4,875	3,900	3,900	3,900
	AH adopté / nappe (cm ²)		6,78	4,520	4,520	4,520
	choix de la section		6HA12	4HA12	4HA12	4HA12
des Armatures transversales	Espacement st(cm)		17,000	25,000	25,000	25,000
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,435	0,414	0,367	0,328
	2,26 Mpa	τ_u	0,311	0,296	0,262	0,234
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,566	2,799	2,155	1,403

Tableau 6 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,3 m (VL3)

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

➤ Ferrailage des Voiles longitudinaux de 1,80 m (VL4)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
		hpoutre(m)	0,300	0,300	0,300
	hauteur etage (m)	4,440	3,060	3,060	3,060
	L (m)	1,800	1,800	1,800	1,800
	e (m)	0,250	0,200	0,200	0,200
	B (m ²)	0,450	0,360	0,360	0,360
	He	4,440	3,060	3,060	3,060
	h	4,140	2,760	2,760	2,760
Sollicitation de calcul	T(kN)	226,820	196,910	148,110	102,570
	N _{ser} (kN)	1694,010	791,260	623,700	396,720
	Vu (kN)	317,548	275,674	207,354	143,598
	σ _{max} (kN/m ²)	6706,220	4393,950	2119,840	2093,350
	σ _{min} (kN/m ²)	11033,480	9193,950	5660,660	4945,480
	σ _s (kN/m ²)	400,000	400,000	400,000	400,000
	L _c	0,680	0,582	0,490	0,535
	L _t	1,120	1,218	1,310	1,265
	d	0,454	0,388	0,327	0,357
	d _{adopté}	0,454	0,388	0,327	0,357
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,666	0,830	0,983	0,908
	σ ₁	3988,831	2993,986	1590,606	1502,627
	N ₁	606,465	286,686	121,312	128,333
	N ₂	332,018	248,466	156,298	136,408
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	15,162	7,167	3,033	3,208
	A _{v2} /bande (cm ²)	8,300	6,212	3,907	3,410
	A _{vj} (cm ²)	8,733	7,581	5,702	3,949
	A ['] v1/bande/nappe	17,345	9,062	4,458	4,196
	A ['] v2/bande/nappe	10,484	8,107	5,333	4,397

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

armatures minimales	$A_{min}/\text{bande}/\text{nappe}$ (cm²)		5,954	4,074	3,433	3,747
	$A'v1$ adopté (cm²)		18,210	9,920	6,780	6,780
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v2$ adopté (cm²)		10,670	9,290	6,780	6,780
	Choix de A (cm²)	Bande 1	4HA14+6HA16	4HA10+6HA14	6HA12	6HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	4HA12+4HA14	4HA12+4HA10	6HA12	6HA12
	ST		30,000	30,000	30,000	30,000
	Espacement (cm)	Bande 1	9,000	9,000	9,000	11,000
		Bande 2	16,000	13,000	16,000	15,000
Armatures horizontales	AH (cm²)		6,750	5,400	5,400	5,400
	AH adopté / nappe (cm²)		6,780	6,780	6,780	6,780
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16,000	16,000	16,000	16,000
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des Contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,784	0,851	0,640	0,443
	2,26 Mpa	τ_u	0,560	0,608	0,457	0,317
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,549	2,111	1,685	1,072

Tableau 7: Ferrailage des voiles longitudinaux de 1,80 m (VL4)

VII.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 général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents

VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude selon le rapport du sol.

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 3.5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 Choix de la fondation :

VII.3.1 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow B = A$$

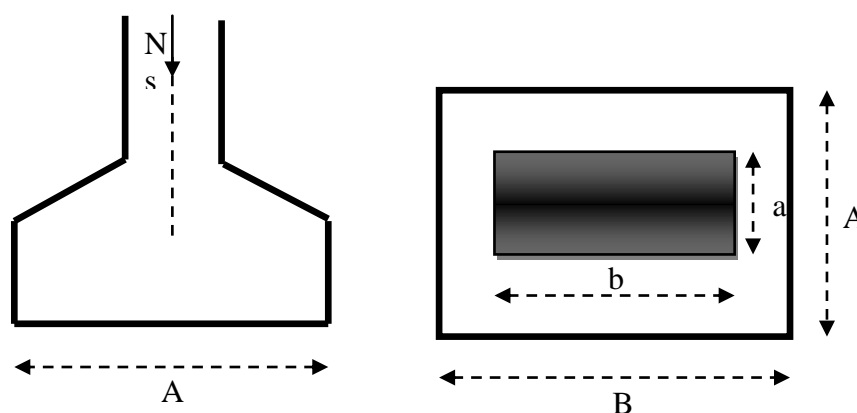
$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

On a :

$$N_S = 2167.56 \text{KN}; \bar{\sigma}_{sol} = 350 \text{KN/m}^2 \longrightarrow A = B = 2.48 \text{m}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



VII.3.2 Semelle filante :

VII.3.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 350 \text{KN/m}^2 = 0.35 \text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

- **Voile sens transversal:**

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	426.16	5.10	0.25	1.275
V _{T1}	426.40	5.10	0.25	1.275
				St = 2.55

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

▪ Voile sens longitudinal :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{L1}	215.01	1.25	0.5	0.325
L _{L2}	118.43	0.55	0.62	0.342
V _{L3}	118.41	0.55	0.62	0.342
V _{L4}	215.19	1.25	0.5	0.325
V _{L5}	211.86	1.05	0.6	0.63
V _{L6}	211.94	1.05	0.6	0.63
V _{L7}	205.38	1.05	0.6	0.63
V _{L8}	205.37	1.05	0.6	0.63
V _{L9}	222.77	1.55	0.45	0.70
V _{L10}	100.28	0.55	0.55	0.32
V _{L11}	101.13	0.55	0.55	0.32
V _{L12}	222.91	1.55	0.45	0.70
				St = 5.90

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 8.45 m²**.

VII.3.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Le portique le plus sollicité est le Portique c

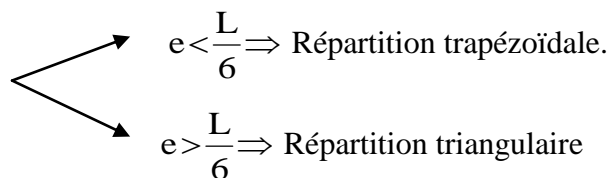
A-Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que 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 : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

C- Calcul des semelles filantes sous poteaux :

- Détermination de la résultante des charges R :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
1	1008.73	-8.3	-8372.46	-15.97
2	1446.46	-2.8	-4050.09	2.344
3	1397.86	2.8	3914.01	12.204
4	926.45	8.3	7689.53	-1.915
	$R = \sum N = 4779.5$		$\sum = -819.01$	$\sum = -3.337$

Tableau 3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-819.01 - 3.337}{4779.5} = -0.17 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18.05}{6} = 3.01 \text{ m}$$

\Rightarrow Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

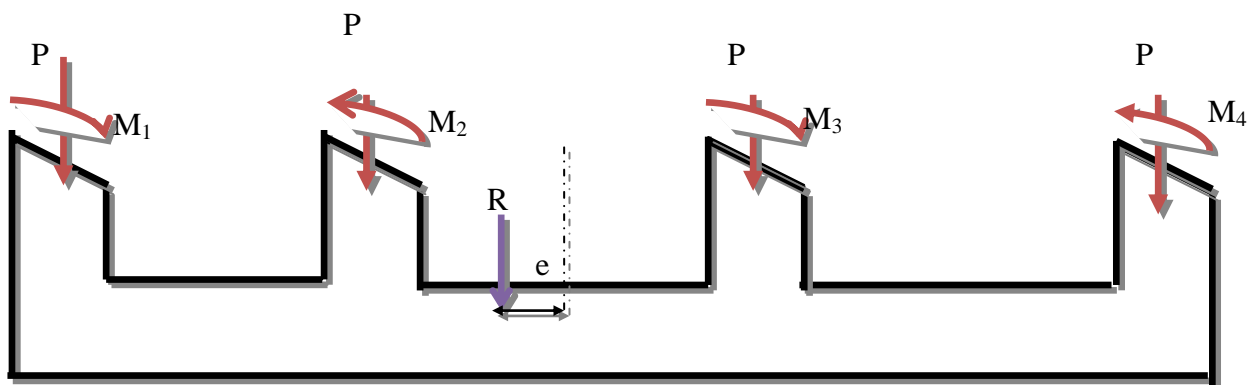


Figure 1 : Répartition des efforts dans la semelle.

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{4779.5}{18.05} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.17)}{18.05}\right) = 257.32 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$A \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{257.32}{350} = 0.84 \text{ m} \quad \text{On prend } A=1.10 \text{ m}$$

On aura donc, $S=1.10 \times 18.05=19.85 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p=S \times n$

$$S_p=19.85 \times 8=158.85 \text{ m}^2$$

$$S_t=S_p+S_v$$

$$S_t=158.84+8.45=167.29 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st}=17.05 \times 22=375.1 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{167.29}{375.1} = 0.44$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 44%

- **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ($S_t < 50 \% S_{bat}$), alors on opte pour des semelles filantes.

VII.4 Calcul des semelles filantes:

VII.4.1 Calcul de la semelle :

A-Calcul des contraintes sous la semelle :

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{7623.22}{23} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.24}{23}\right) = 301.43 \text{KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{7623.22}{23} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.24}{23}\right) = 352.19 \text{KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{6}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{7623.22}{23} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.24}{23}\right) = 341.81 \text{KN/ml}$$

B-Dimensionnement de la semelle :

❖ Hauteur de la semelle :

$$h_s = \frac{A-a}{4} + 5$$

Avec : **A** : Largeur de la semelle. **a**: coté du poteau.

$$h_s = \frac{110-45}{4} + 5 = 21.25 \text{cm}$$

$$\mathbf{h_s = 35cm}$$

Soit les dimensions suivantes :

$L = 18.05\text{m}$; $A = 1.10\text{m}$; $h_s = 35\text{cm}$; $c = c' = 5\text{cm}$; $d = 30\text{cm}$

Vérification de la contrainte réelle du sol:

$$\sigma_{sr} = \frac{q_{\left(\frac{L}{6}\right)}}{B} = \frac{257.32}{1100} = 0.23 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sr} = 0.23 \text{Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0.35 \text{Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.2 Calcul de la poutre de rigidité :

A-Dimensionnement de poutre de rigidité :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- La hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{l}{9} \leq h_p \leq \frac{l}{6} \Rightarrow 0.62 \leq h_p \leq 0.93m$$

Soit: $h_p = 75 \text{ cm}$

- Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 25 \leq b_p \leq 50cm$$

Soit $b_p = 45cm$.

➤ **Le ferrailage (ELU) :**

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

A-Ferrailage de la poutre de rigidité :

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, méthodes de Caquot ou méthodes des trois moments).

Poteaux	N_u	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
1	1187.16	-8.3	-9853.42	-30.98
2	1592.66	-2.8	-4459.44	29.81
3	1524.62	2.8	4268.93	30.82
4	1072.28	8.3	8899.92	-32.65
	$R = \sum N = 5376.72$		$\sum = -1144.01$	$\sum = -3.103$

Tableau 4 : Sollicitations sur la poutre de rigidité.

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1144.01 - 3.103}{6576.72} = -0.21 \text{ m}$$

$$q_{u(\frac{L}{4})} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{5376.72}{18.05} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.21)}{18.05}\right) = 287.42 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Calcul du ferrailage :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} < 0.392 ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.} \quad \text{Et } A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Et $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2.$ $\mu_u \rightarrow \beta$ Tiré à partir du tableau.

$b=45\text{cm} ; d=70\text{cm}$

Aux appuis

Appuis	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	Obs	β	A_s (Cm^2)	A_{\min} (Cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (Cm^2)	Choix des barres
1	239.45	0.076	0.392	SSA	0.960	3.63	10.23	20.1	2x5HA16
2	417.23	0.132	0.392	SSA	0.929	11.40	18.43	20.1	2x5HA16
3	417.23	0.132	0.392	SSA	0.929	16.27	18.43	20.1	2x5HA16
4	239.45	0.076	0.392	SSA	0.960	10.23	3.80	20.1	2x5HA16

Tableau 5 : Ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis.

En travée :

Travée	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	Obs	β	A_s (Cm^2)	A_{\min} (Cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (Cm^2)	Choix des barres
A-B	608.45	0.194	0.392	SSA	0.891	28.03	3.80	30.15	3x5HA16
B-C	639.29	0.204	0.392	SSA	0.885	29.65	3.80	30.15	3x5HA16
C-D	608.45	0.194	0.392	SSA	0.891	28.03	3.80	30.15	3x5HA16

Tableau 6 : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

A) Vérification à l'ELS :

Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte de l'acier

A_s : armature adoptée à L'ELU

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \text{et} \quad \longrightarrow K = \frac{1}{K_1}$$

Appuis	M_s (KN.m)	ρ_1	K	A_{st}	β	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
1	211.33	0.638	0.036	20.1	0.882	162.99	5.86	15	vérifiée
2	368.3	0.638	0.036	20.1	0.882	320.43	11.55	15	vérifiée
3	368.3	0.638	0.036	20.1	0.882	320.95	11.55	15	vérifiée
4	211.33	0.638	0.036	20.1	0.882	162.99	5.86	15	vérifiée

Tableau 7: Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS.

Travée	M_u (KN.m)	ρ_1	K	A_{st}	β	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
1-2	598.5	0.957	0.046	30.15	0.863	342.76	7.22	15	vérifiée
2-3	626.12	0.957	0.046	30.15	0.863	342.76	7.22	15	vérifiée
3-4	598.5	0.957	0.046	30.15	0.863	342.76	7.22	15	vérifiée

Tableau 8: Vérification des contraintes en travée à l'ELS.

Conclusion :

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaites

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,26 ; 4\text{MPa} \} = 3,26\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{q.L}{2} = \frac{287.42 \times 5.1}{2}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 2.32 \text{ MPa} \leq 3.26\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **ARMATURES TRANSVERSALES :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi = \min \left\{ \frac{h_p}{35} ; \frac{b_p}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{75}{35} ; \frac{45}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 2.14; 4.5; 1.6 \}$$

Soit $A_t = 4$ cadres T10. $A_t = 3.14\text{cm}^2$

Selon le BAEL 91 :

$$S_{tmax} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b \times \gamma_s \times (\tau - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 400 \times 3.14}{45 \times 1.15 \times (1.52 - 0.3 \times 2.1)} = 24.54\text{cm}$$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversaux :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

En zone nodale :

$$\text{On a : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{75}{4} ; 12 \times 1.6 ; 30 \right)$$

$$S_t \leq \min(18.75, 19.2; 30)$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{75}{2} = 37.5 \Rightarrow S_t \leq 32.5\text{cm}$$

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

$$S_t \leq \min(15\phi_1^{\min}) = 24\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$A_t \geq 0.003 \times s_t \times b$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 \geq 2.025\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est $L_s = 40\phi_1$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90°.

- **Armatures dans le sens A (largeur de la semelle) :**

Dans le sens B, le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_b = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} ; A_b: \text{donnée par mètre linéaire (cm}^2/\text{ml)}$$

$$N_u = \sigma_{B/4} \cdot B \cdot 100$$

$$A_b = \frac{287.42 \times 1000 \times (110 - 45)}{8 \times 30 \times 348 \times 100} = 2.22 \text{cm}^2$$

On prend : 4T12=4.52cm²

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} \times A = \frac{4.52}{4} \times 1.10 = 1.24 \text{cm}^2$$

Soit : 4T10=3.14cm²/ml

✓ **Semelle sous mur de refond Vt :**

Dimensionnement : (ELS) :

$$N_{ser} = 426.40 \text{KN}; L = 5.10 \text{m}; \overline{\sigma_{st}} = 350 \text{kN/m}^2$$

La largeur de la semelle :

$$\sigma_{st} = \frac{N_s}{B \times L} = \frac{426.40}{1.10 \times 5.10} = 0.076 < \overline{\sigma_{st}} = 0.35 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Hauteur de la semelle :

$$h_s = \frac{A-a}{4} + 5 = \frac{110-45}{4} + 5 = 21.25 \text{cm.}$$

On prend : h_s=35cm

Calcul des armatures:

$$N_u = 1343.02 \text{KN}; d = h_s - 0.05 = 30 \text{cm}$$

$$M_u = \frac{N_u(A-a)^2}{8 \times A} = \frac{1343.02(1.1 - 0.45)^2}{8 \times 1.1} = 64.48 \text{KN/m}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$A_b = \frac{M_u}{0.9 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{64.48 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 348} = 6.86 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12=7.92cm²** avec **S_t = 15cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10=3.14cm²/ml** , **S_t = 20cm**

- **Ancrage des barres :**

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

Pour l'acier HA fe E400 $l_s = 40\phi_{lim} = 80\text{cm}$.

- **Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

τ_{su} : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage.

Ψ : Coefficient de scellement (BAEL).

$\Psi = 1$ Pour les aciers lisses.

$\Psi = 1,5$ Pour les aciers de haute adhérence.

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{f_e \times \Phi}{4\tau_{su}} = \frac{400 \times 16}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}^2$$

Pour fe E400, acier HA, $L_s = 40\phi$, $l_s = 64\text{cm}$.

On opte pour des crochets a 45° avec $L_s' = 0,4L_s = 0.4 \times 65 = 25.6\text{cm}$

Ls' = 25cm

- ✓ **Calcul des longrines:**

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer ; elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

✓ Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours

Selon le **RPA 99, Art 10.1.1** : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les sites S_2 et S_3 .

$(30 \times 30) \text{ cm}^2$: site de catégorie S_4 .

On adoptera pour notre cas une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Armatures longitudinales :

$\alpha = 15$ (RPA 2003) (Zone IIa, site S_2)

$N = 2571.09 \text{ KN}$

$$F = \frac{2571.09}{15} = 171.41 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{171.09 \times 1000}{348 \times 100} = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.00063 \text{ m}^2 = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de $A = 6\text{HA}16 = 6.78 \text{ cm}^2$

✓ Armatures transversales :

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend $\Phi = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre et un étrier de T8. $\longrightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des cadres doit être :

$$e \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\Phi_1\} = \{20 \text{ cm} ; 18\} = 18 \text{ cm}$$

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

detail longrine

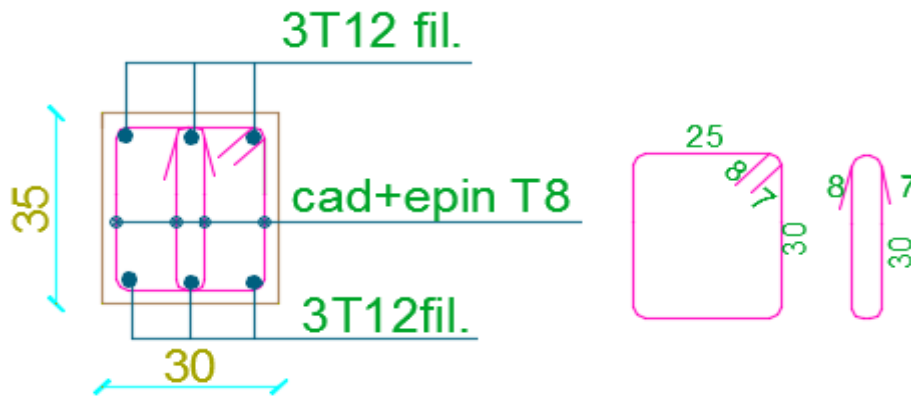


Figure 4 : ferrailage de la longrine.

VI. Introduction :

Le mur de soutènement sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15$ cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

2. Méthodes de calcul :

Vu que le mur n'est pas solidaire avec la structure, donc celui-ci sera considéré comme étant une console encadrée à sa base, subissant un moment d'encastrement qui est dû à la poussée des terres

2.1. Prescription du RPA 2003 :

a. Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, applique horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

$k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$ Contrainte verticale (**Art 10.4.2**)

b . Art 10.4.6 :

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme Q , la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(Q) = k_{ad} (1 \pm k_{ad}) \frac{QH}{\cos \beta}, \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au dessus de la base}$$

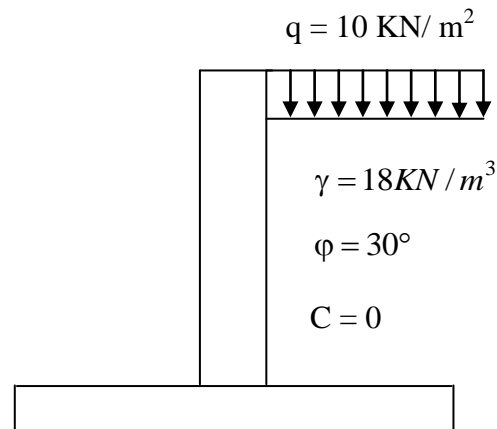
de la semelle du mur .

- caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

- Angle de frottement $\varphi = 30^\circ$

- Cohésion $C = 0$



2.2 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

Calcul à l'ELU :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a \times [(1,35 \times \gamma \times h) + (1,5 \times Q)]$$

Avec :

K_a : Coefficient de la poussée des terres au repos

Q : Surcharge

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4} \right) = 0,333$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,333 \times (1,5 \times 10) = 4,995 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ h = 5,97 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,333 \times [(1,35 \times 18 \times 5,97) + (1,5 \times 10)] = 53,30 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

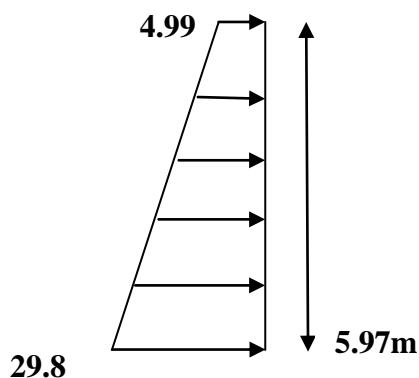
CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

- Calcul à l'ELS:

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = [K_a \times (\gamma \times h) + q]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0.333 \times (10) = 3.33 \text{ kN/ m}^2 \\ h = 5.97 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0.333 \times [(18 \times 5.97) + 10] = 29.82 \text{ kN/ m}^2 \end{array} \right.$$

ELU :



ELS :

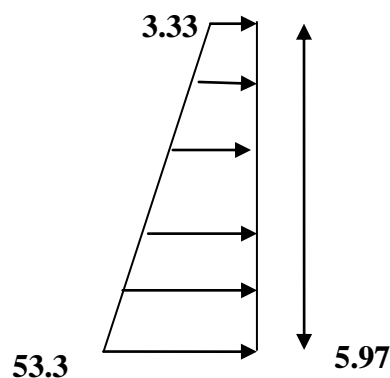


Figure 1 : Diagrammes des contraintes

B)- Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$k_h = A = 0,15$: coefficient d'accélération de zone (**Art10.4.2**)

$$k_v = 0,0045$$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 8,168^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$k_{ad} = 0,74$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times H = 13,92H$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 5.97 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 83.102 \text{ KN/m}^2$$

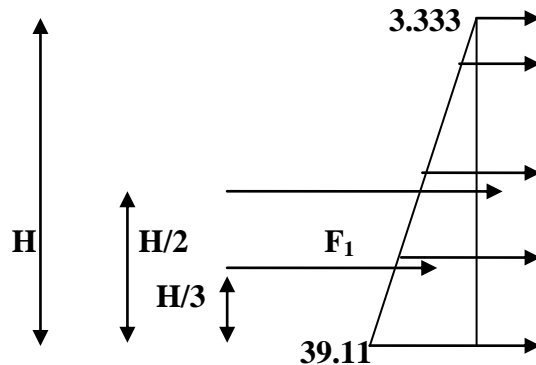
Conclusion :

CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul dynamique

$$q_{\max} = \sigma_h (H = 5.97 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 83.102 \text{ KN/ml}$$

Calcul des forces de poussées :



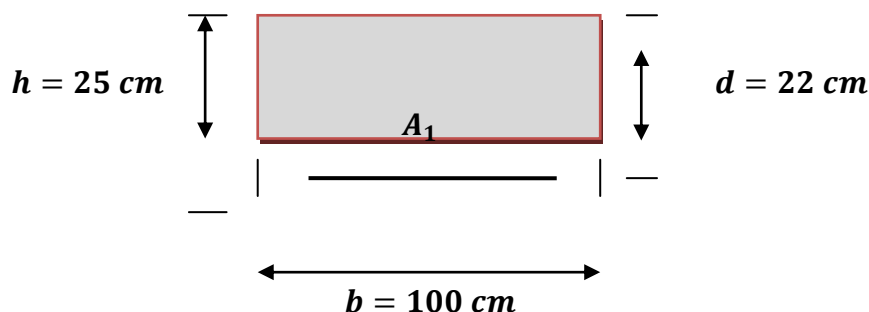
$$F_1 = \int_0^H \sigma_h \cdot d \cdot h = 3.33 \times 5.97 = 19.86 \text{ KN}$$

$$F_2 = \int_0^H \sigma_h \cdot d \cdot h = \frac{1}{2} (39.11 - 3.33) \times 5.97 = 106.79 \text{ KN}$$

Calcul du moment qui agit sur le mur :

$$\text{ELU : } M_{\max} = 1.35 \times 19.86 + 1.5 \times 106.79 = 187.03 \text{ KN.m}$$

1) Ferrailage :



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{187.03 \times 1000}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.272 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{187.03 \times 1000}{0.838 \times 220 \times 348} = 2915.17 \text{ mm}^2 = 29.15 \text{ cm}^2$$

$$\mu_u = 0.272 \rightarrow \beta = 0.838$$

On opte pour **16HA16=32.16 cm²** en deux nappe avec un espacement de **12cm**

- *Armatures de répartition*

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{32.16}{4} = 8.04 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA14= 9.23 cm²** avec **S_t = 15cm.**

LES Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,66 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 29.15 \text{ cm}^2 > 2.66 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Répartition des barres :

- *Armatures principales :*

$$S_t \leq \text{Min} (1.5h; 20\text{cm}) \quad \text{avec } h=25\text{cm}$$

$$S_t = 12\text{cm} \leq 20\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Vérification de la condition de cisaillement : (BAEL91-art A.5.1, 211):

$$L=5.97-0.40\text{m}=5.57.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \text{Avec : } T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{41.22 \times 5.57}{2} = 114.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{114.80 \times 1000}{1000 \times 220} = 0.522 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 0.522 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

a) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n\pi\Phi = 16 \times 3.14 \times 16 = 803.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{114.80 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 803.84} = 0.721 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.721 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

c) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.33 \text{ cm}$$

$$. l_s = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad l_s = 70 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale **0.4 l_s** pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 70 = 28 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} ; \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$M_s = 18.86 + 106.79 = 126.65 \text{ KN.m}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte de l'acier

A_s : armature adoptée à L'ELU

On calcul :

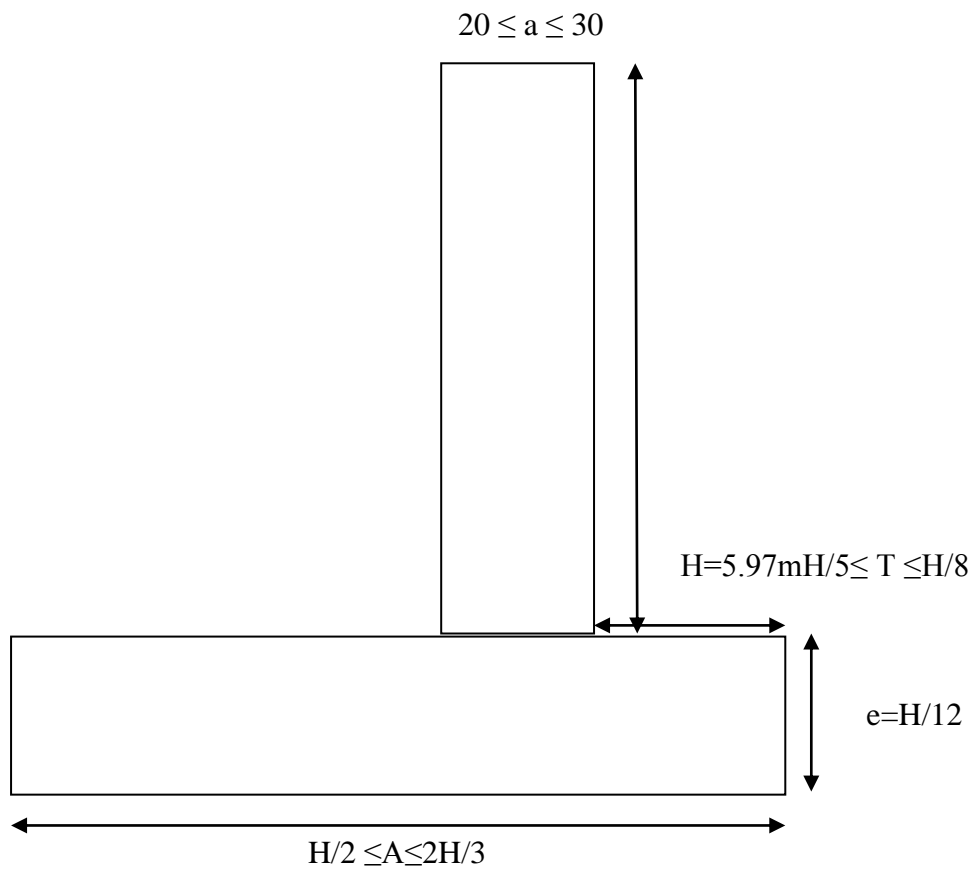
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \quad \text{et} \quad \longrightarrow K = \frac{1}{K1}$$

M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β	k	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
126.65	32.06	1.46	0.841	0.060	213.51	348	12.81	15	vérifiée

Tableau 1 : Vérification des contraintes à l'ELS.

CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Vérifications vis-à-vis de la stabilité du mur :



Pré dimensionnement :

$A=3m$; $T=1m$; $a=0.25m$; $e=0.50m$

NB : Pour parvenir à stabiliser le mur vis-à-vis du renversement, on a dû augmenter la largeur de la semelle jusqu'à 3 m.

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 3.5 \text{ bars}$

CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

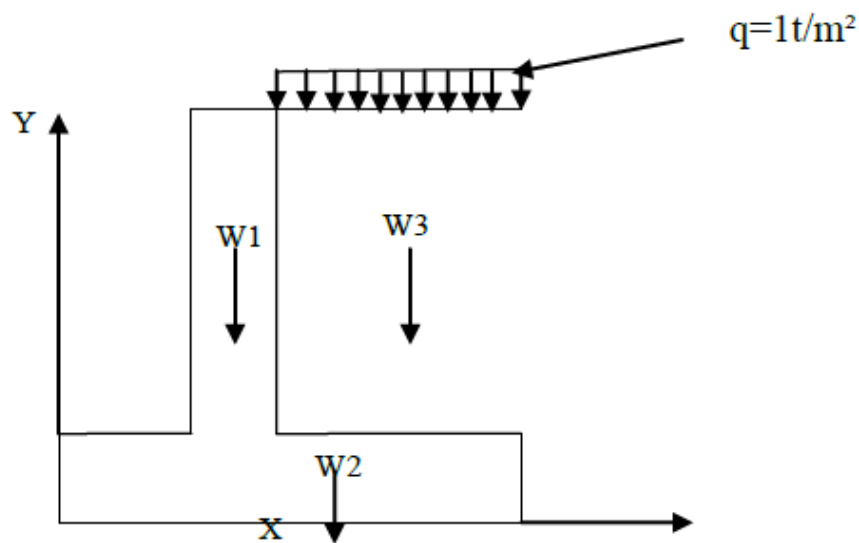


Figure 2 : schémas représentatif des charges revenant au voile

Calcul du poids du mur :

$$W = W_1 + W_2 + W_3$$

$$W_1 = (0.20 \times 5.97) \times 25 = 37.31 \text{ KN/ml}$$

$$W_2 = (0.5 \times 3) \times 25 = 37.5 \text{ KN/ml}$$

$$W_3 = (1.75 \times 5.97) \times 18 + 10 = 198.055 \text{ KN/ml (poids des terres)}$$

$$W = (29.85 + 11.25 + 42.98) = 78.59 \text{ KN/ml}$$

Les forces de poussées

$$F_1 = 3.33 \times 5.97 = 19.88 \text{ KN}$$

$$F_2 = (39.114 - 3.33) \times 5.97 / 2 = 106.8 \text{ KN}$$

Vérification de la stabilité du mur au renversement :

$$F_r = \frac{\sum \text{des moments par rapport a (0) des forces stabilisatrices}}{\sum \text{des moments par rapport a (0) des forces renversantes}} > 1.5$$

$$F_r = \frac{W_1 \times 1.125 + W_2 \times 1.5 + W_3 \times 2.125}{F_1 \times 2.985 + F_2 \times 1.99} = \frac{519.09}{271.11} = 1.91 > 1.5$$

Condition vérifié vis-à-vis au renversement.

CHAPITRE VI : ÉTUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

Vérification de la stabilité du mur au glissement :

$$F_g = \frac{\sum \text{des forces opposant au glissement}}{\sum \text{des forces favorisant le glissement}} > 1.5$$

$$F_g = \frac{R_v \cdot \tan \varphi}{F_1 + F_2} = \frac{(W_1 + W_2 + W_3) \tan 30}{F_1 + F_2} = 1.56 > 1.5$$

Condition vérifié vis-à-vis au glissement

NB : Un matériau drainant est prévu derrière le mur.

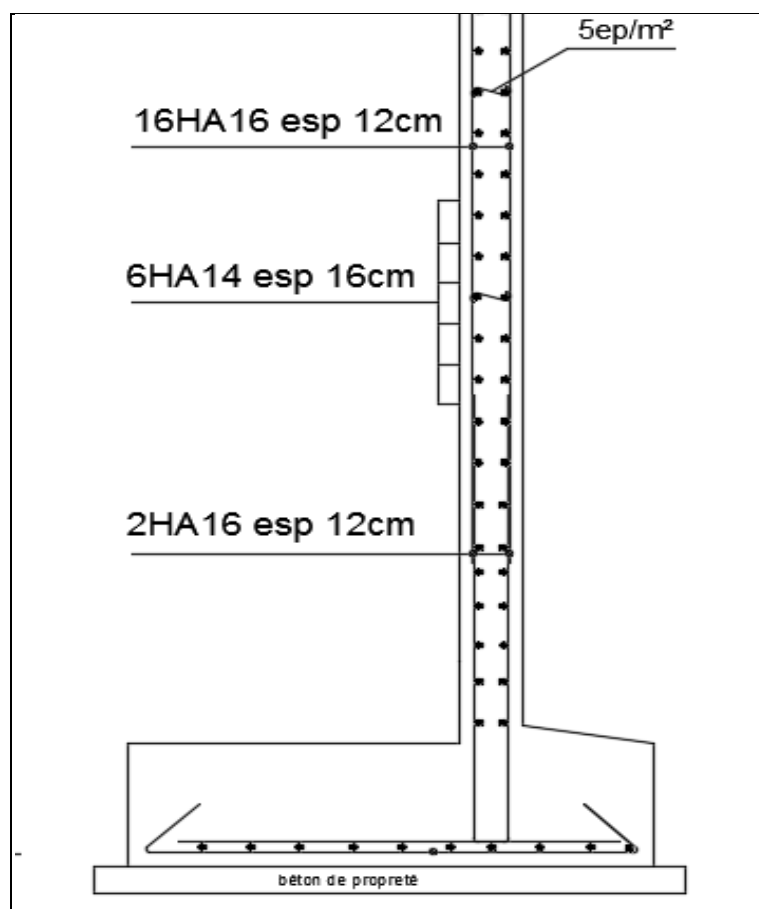
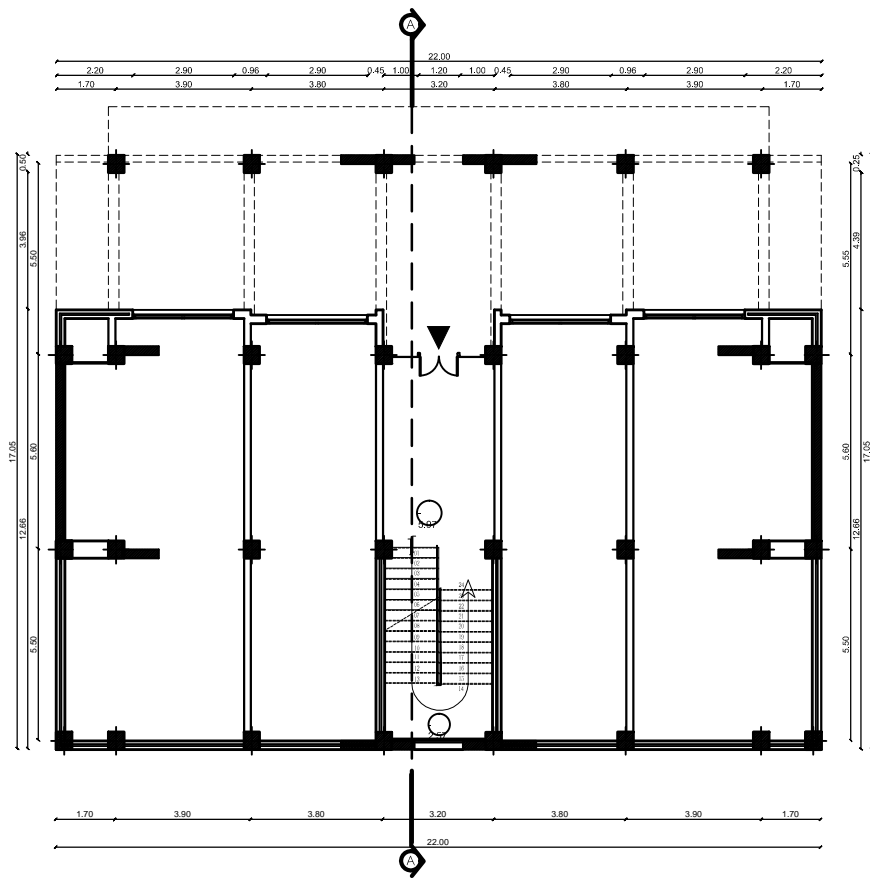
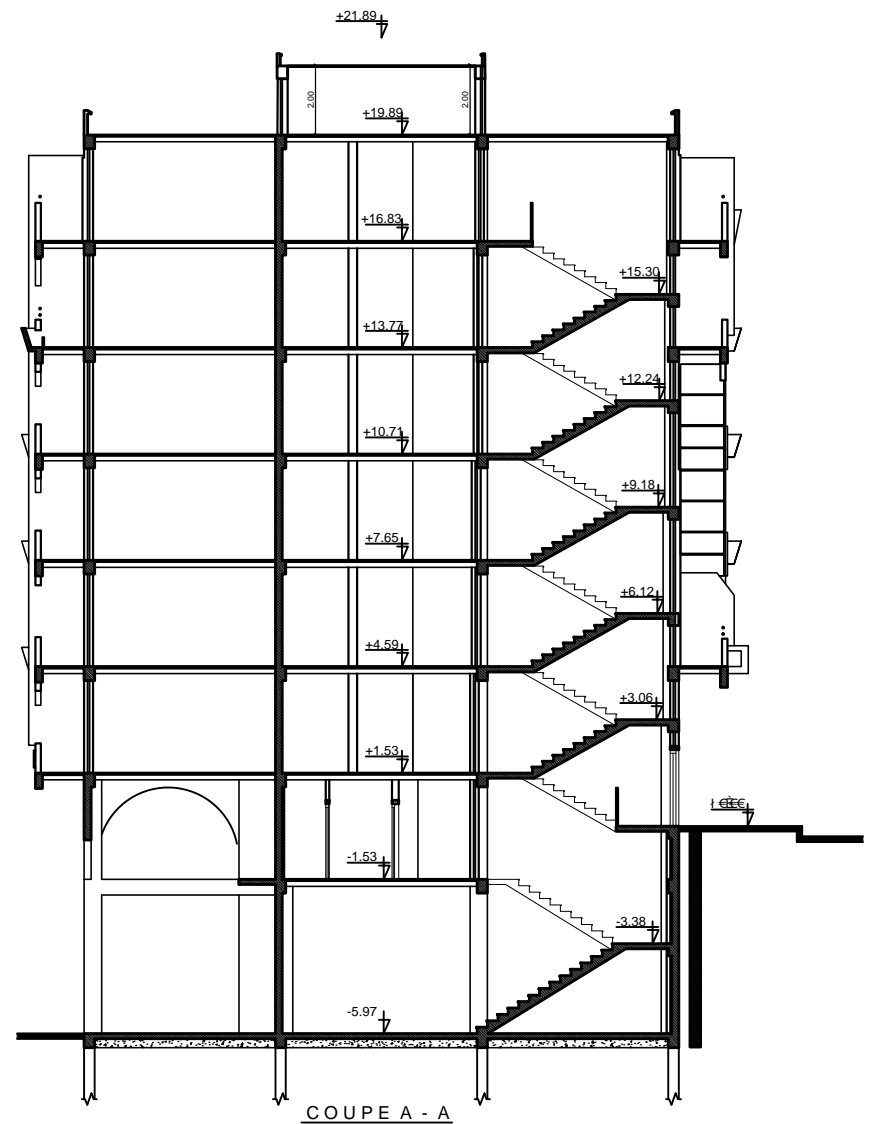


Figure 3 : Ferrailage du mur

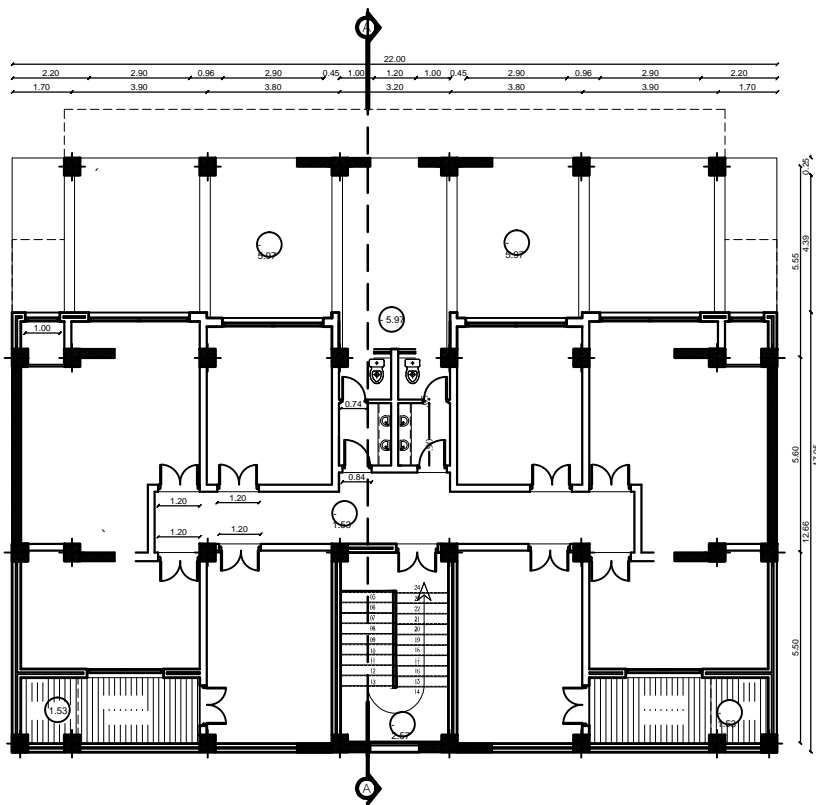
PLANS D'ARCHITECTURE



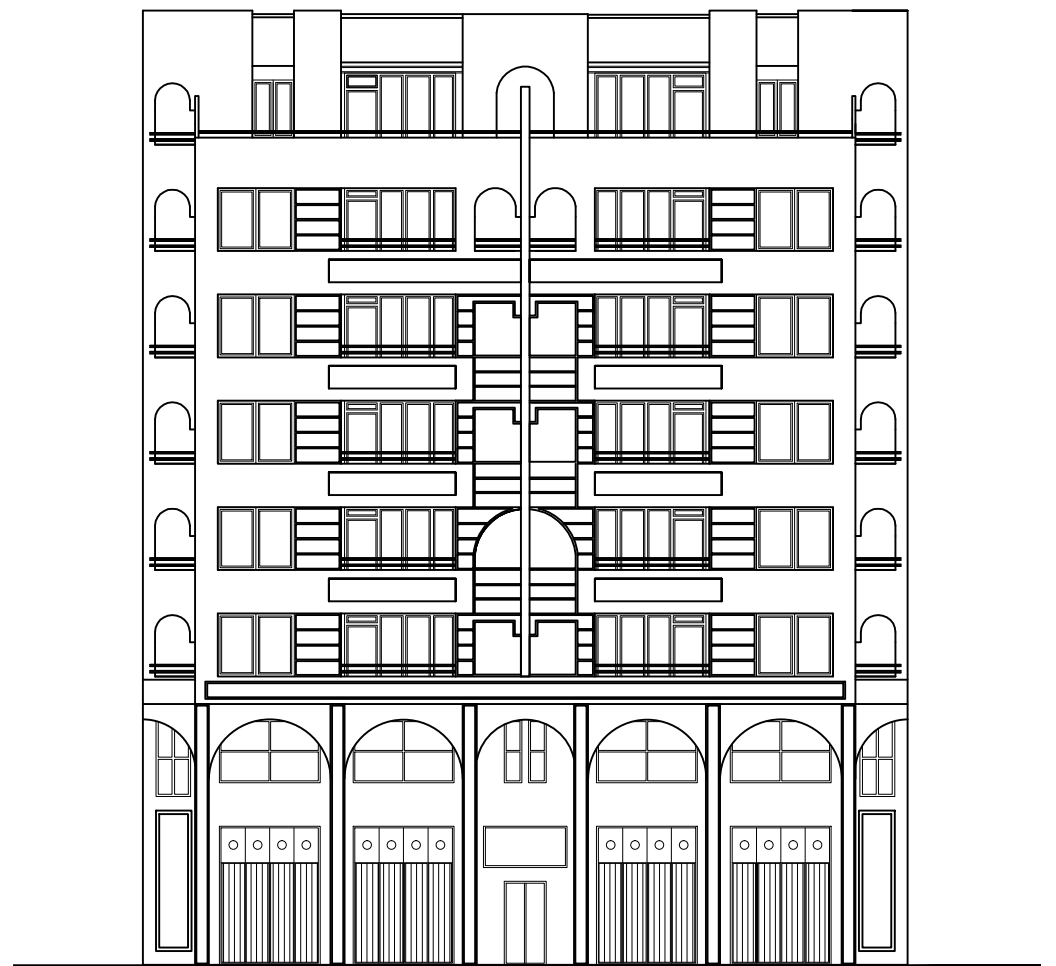
PLAN DU RDC PARTIE COMMERCE



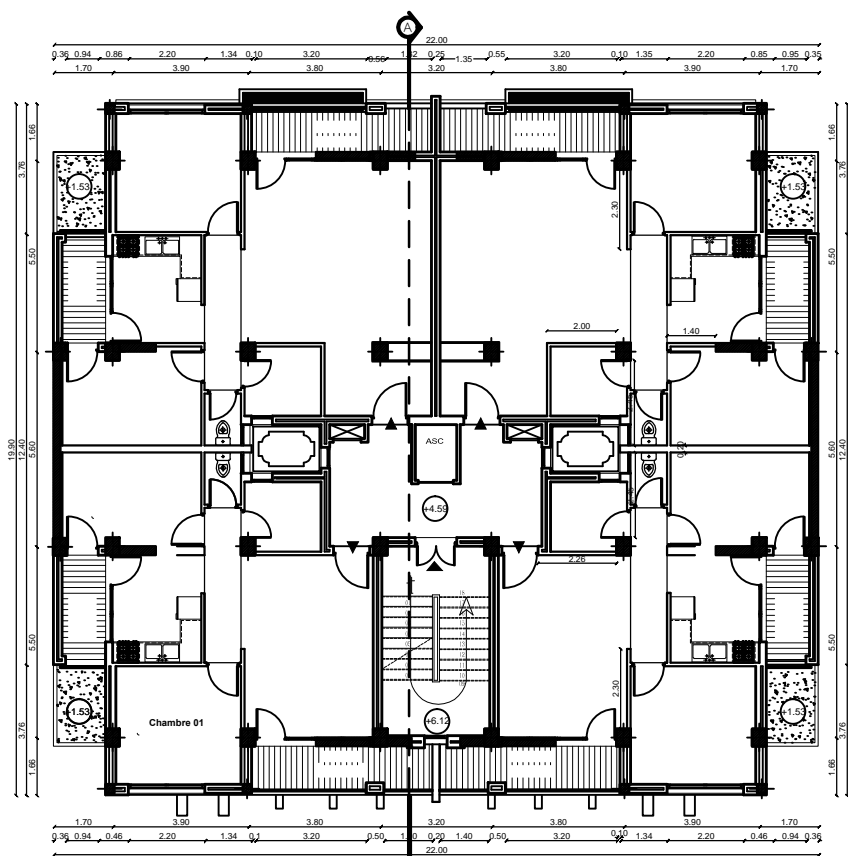
COUPE A - A



PLAN DU RDC PARTIE SERVICE

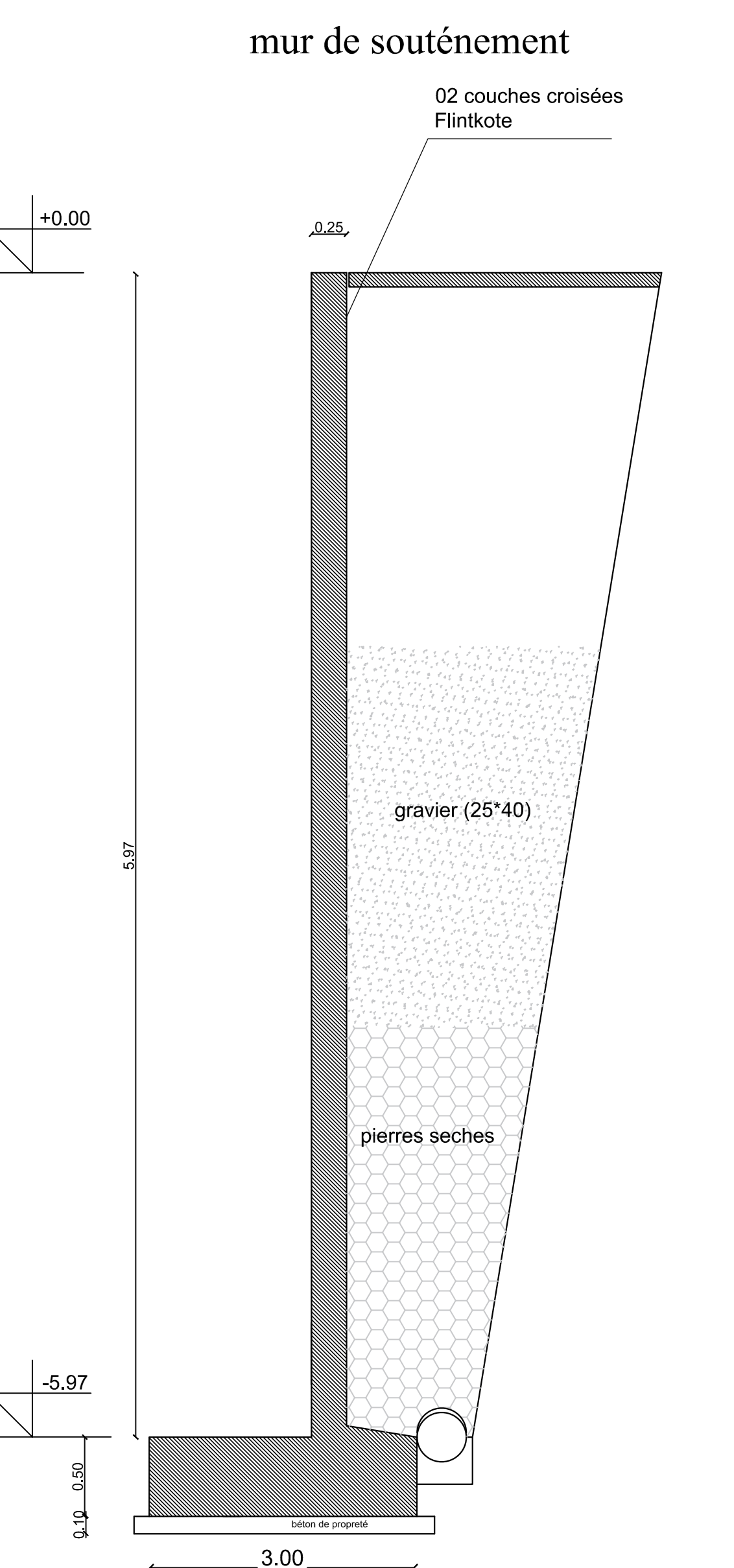
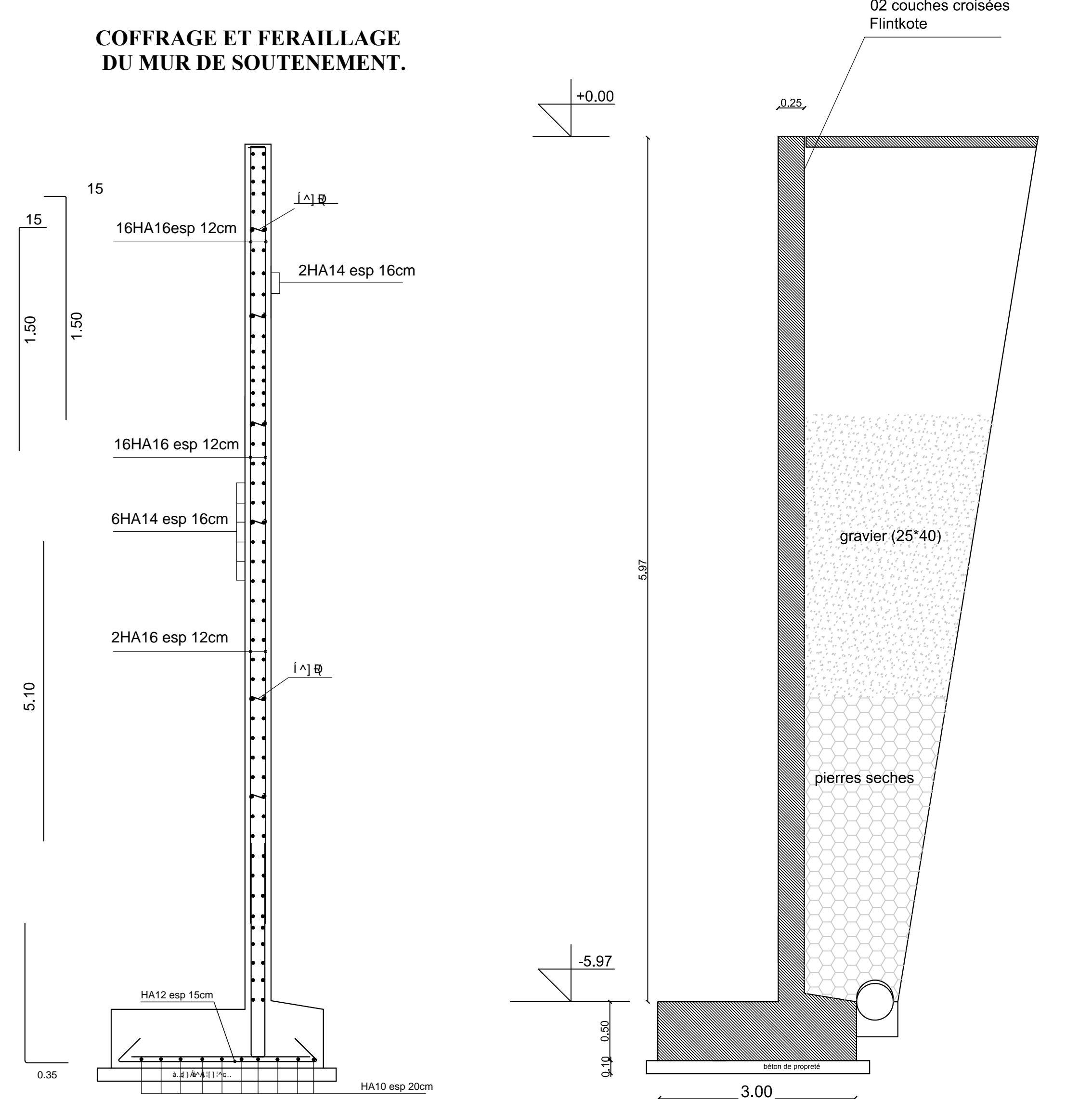
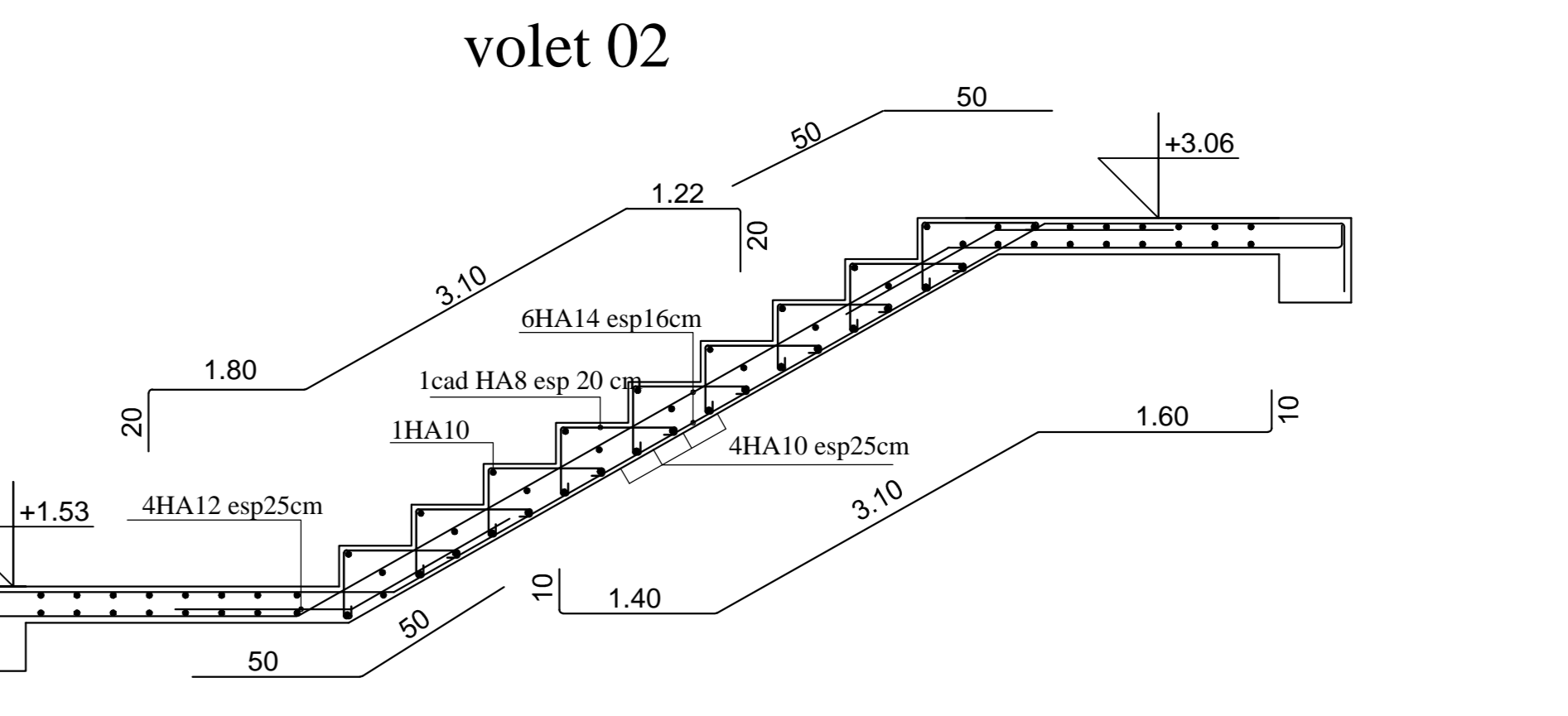
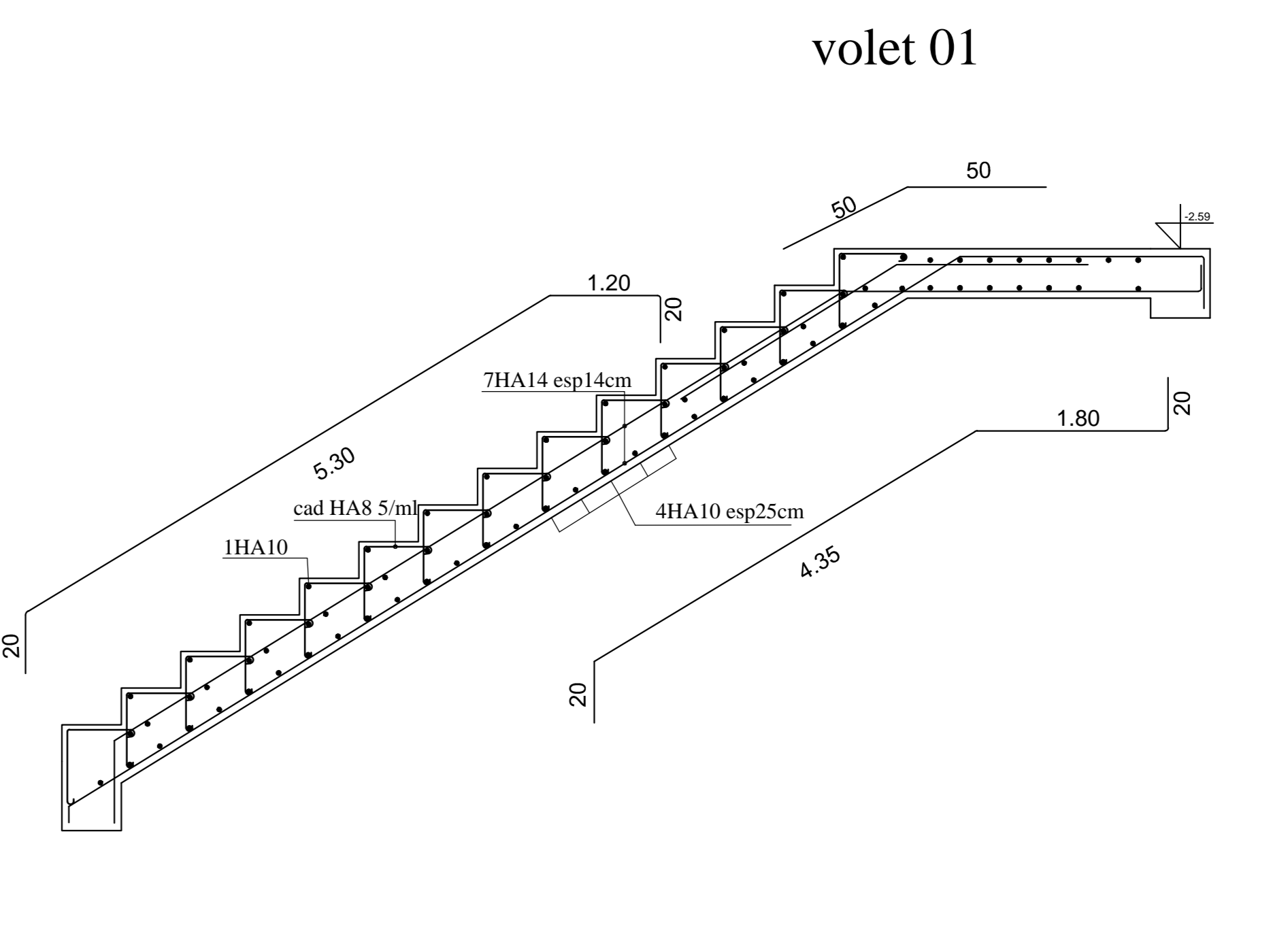
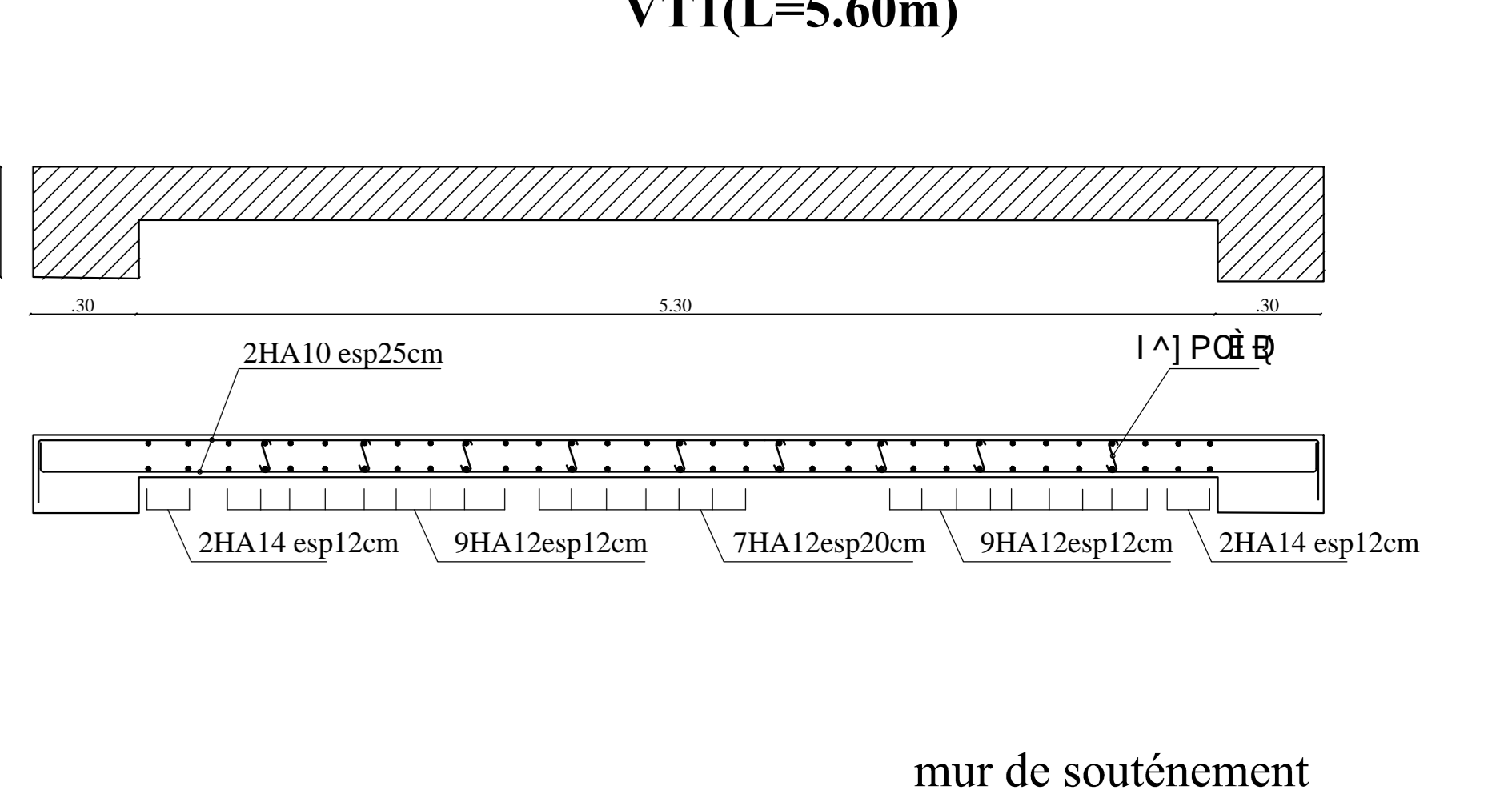
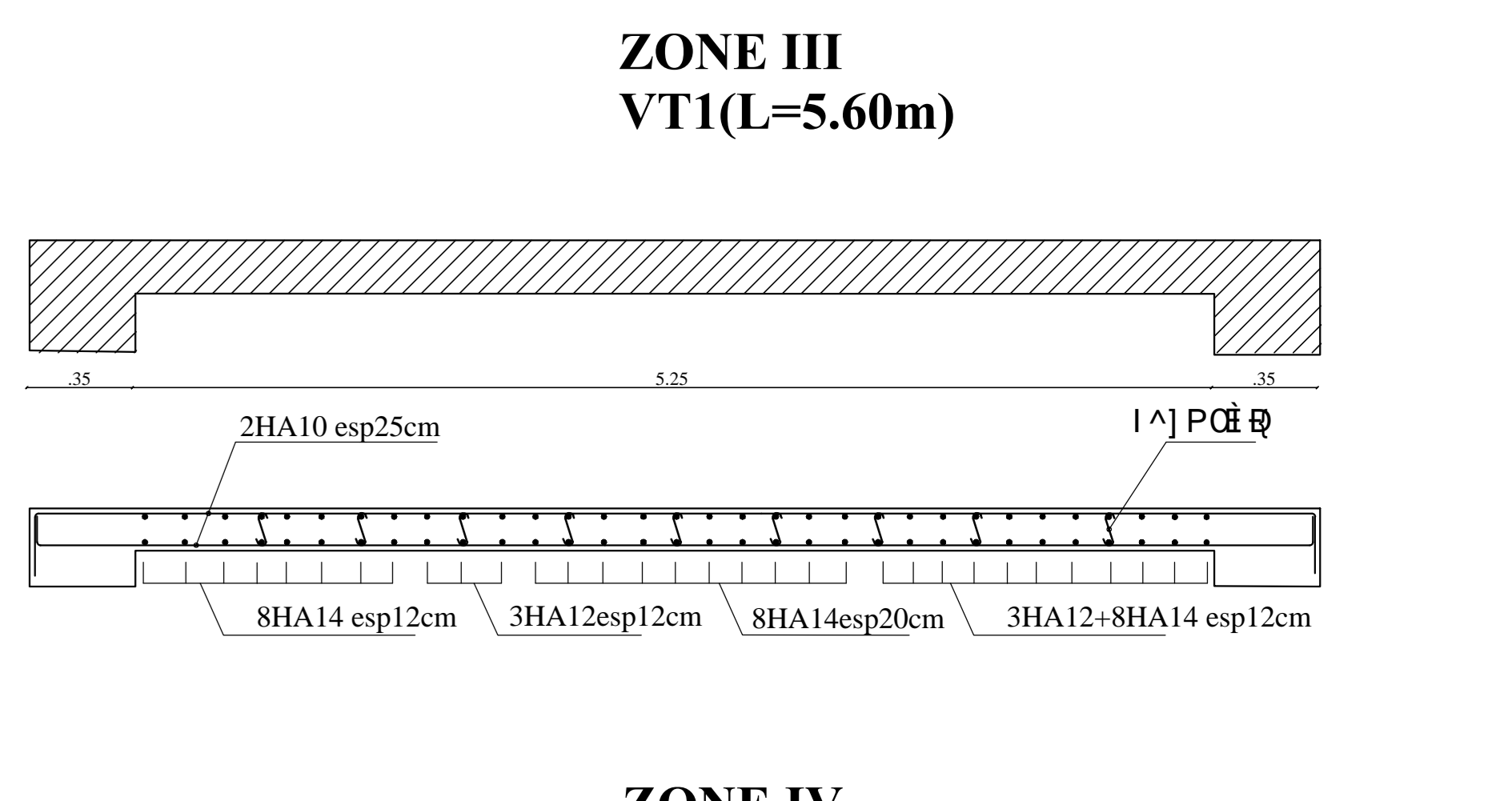
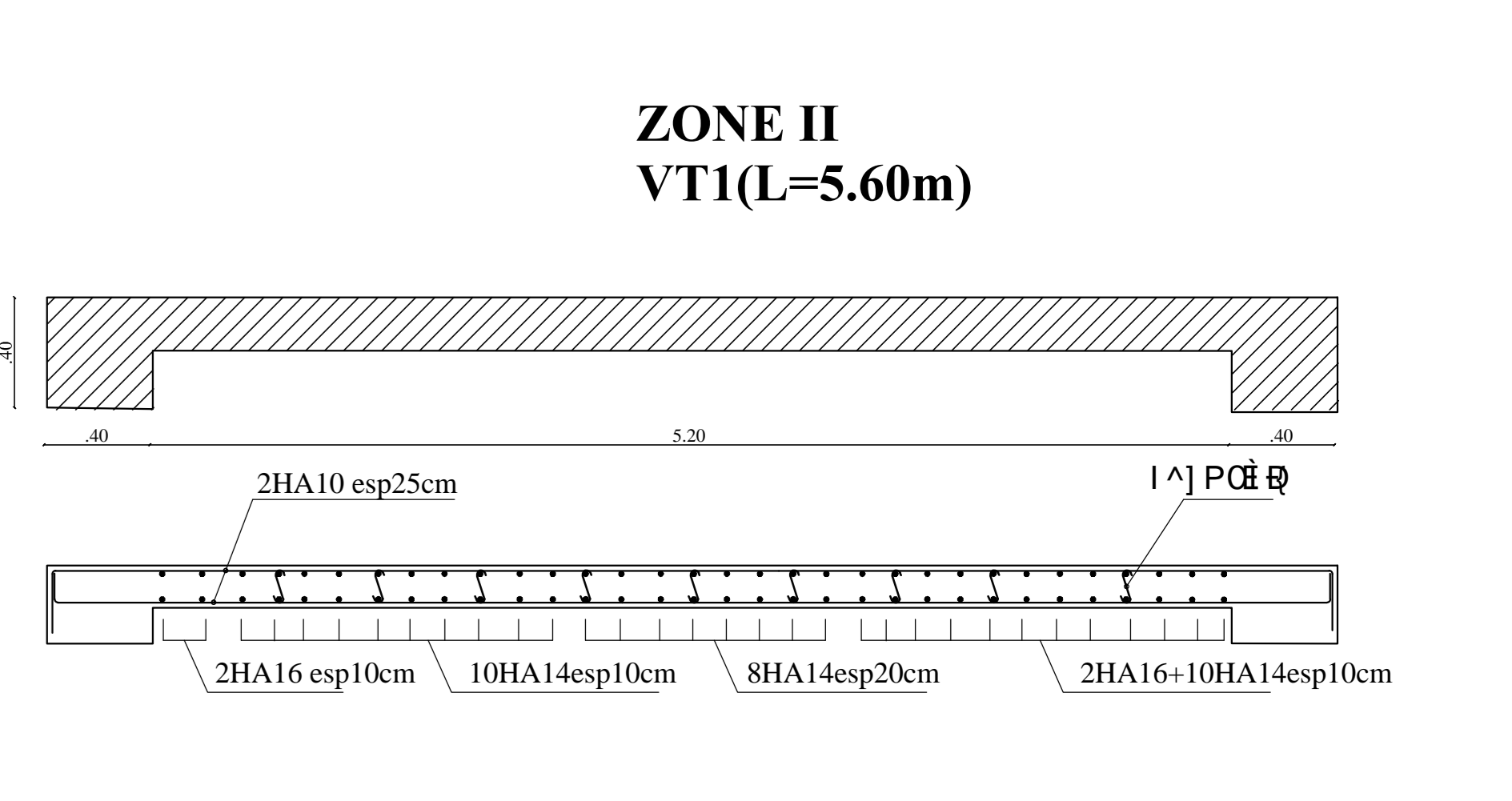
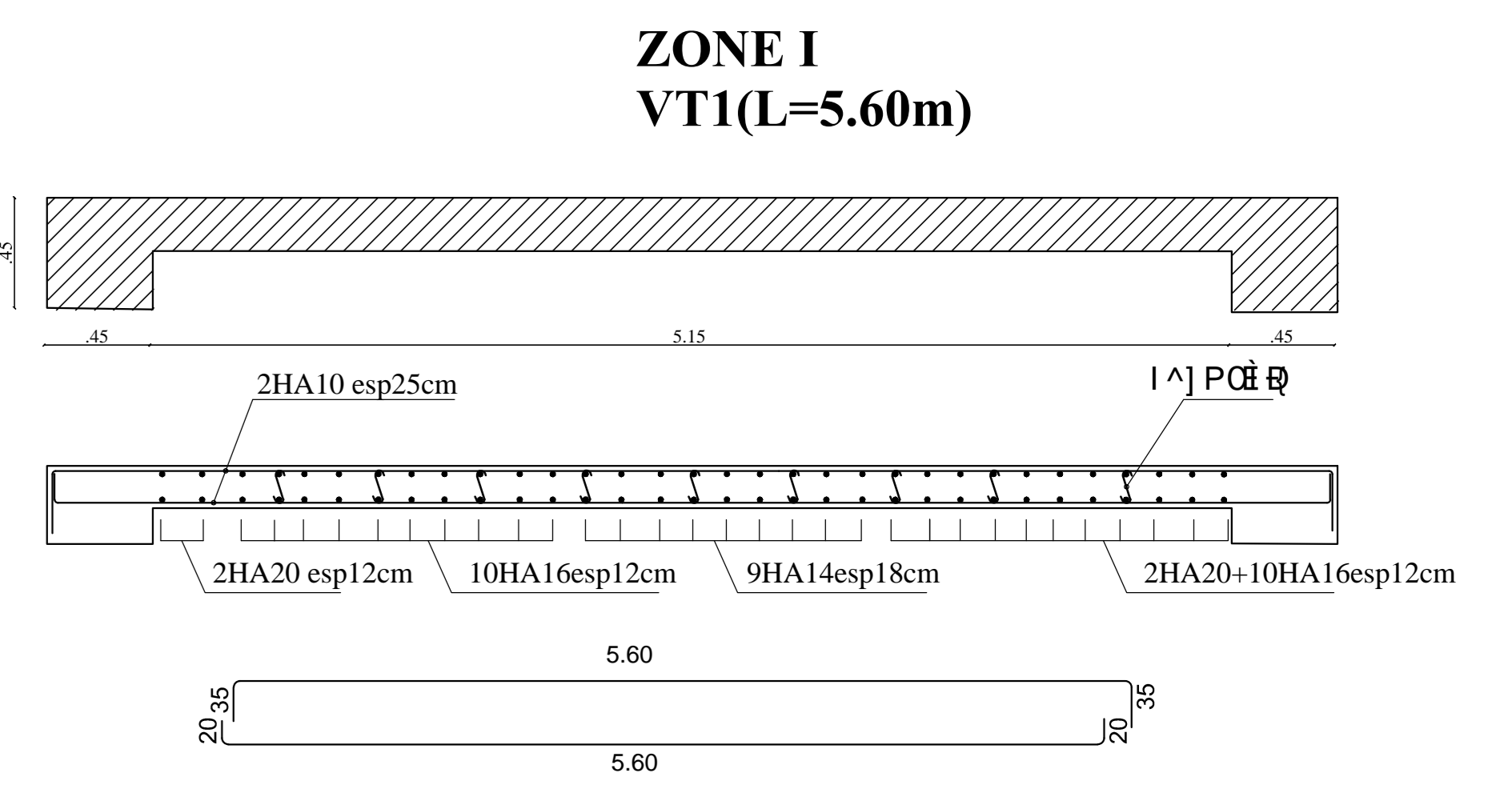
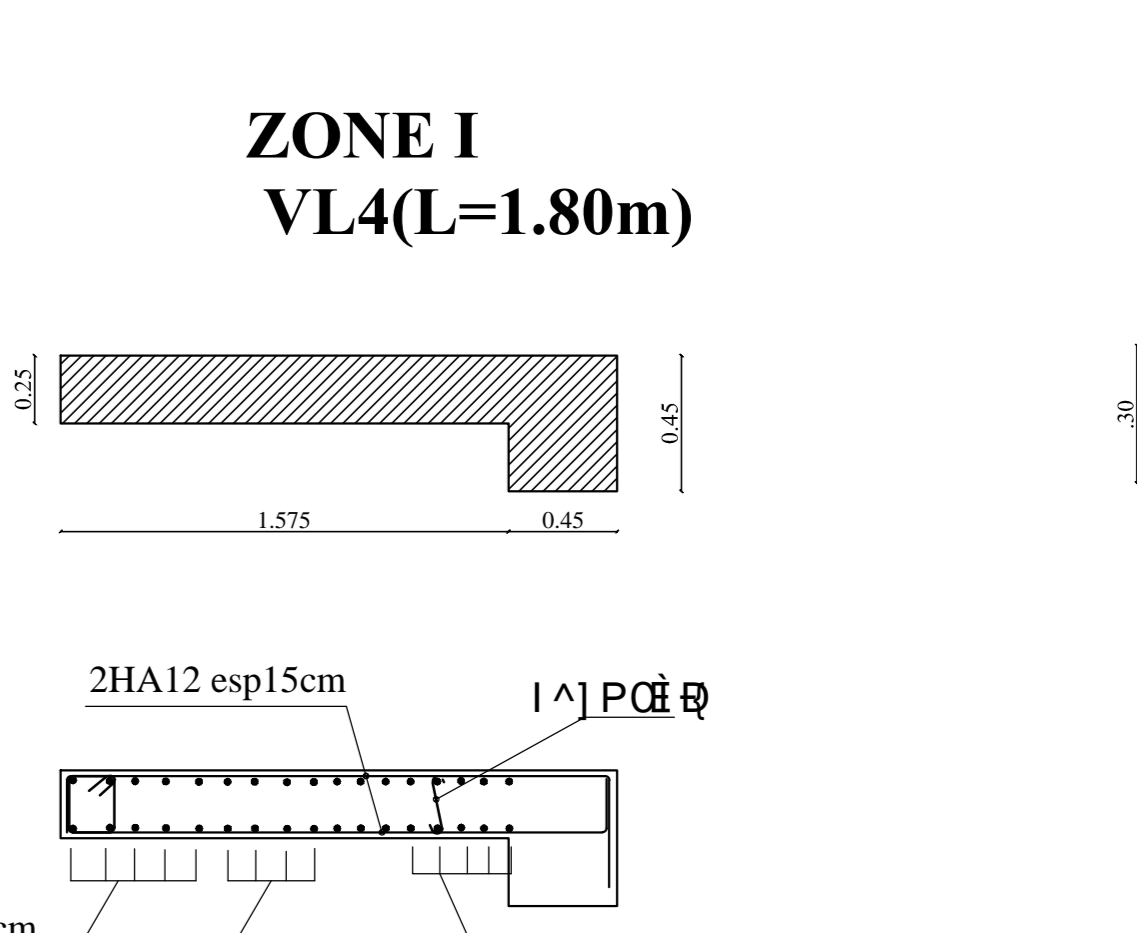
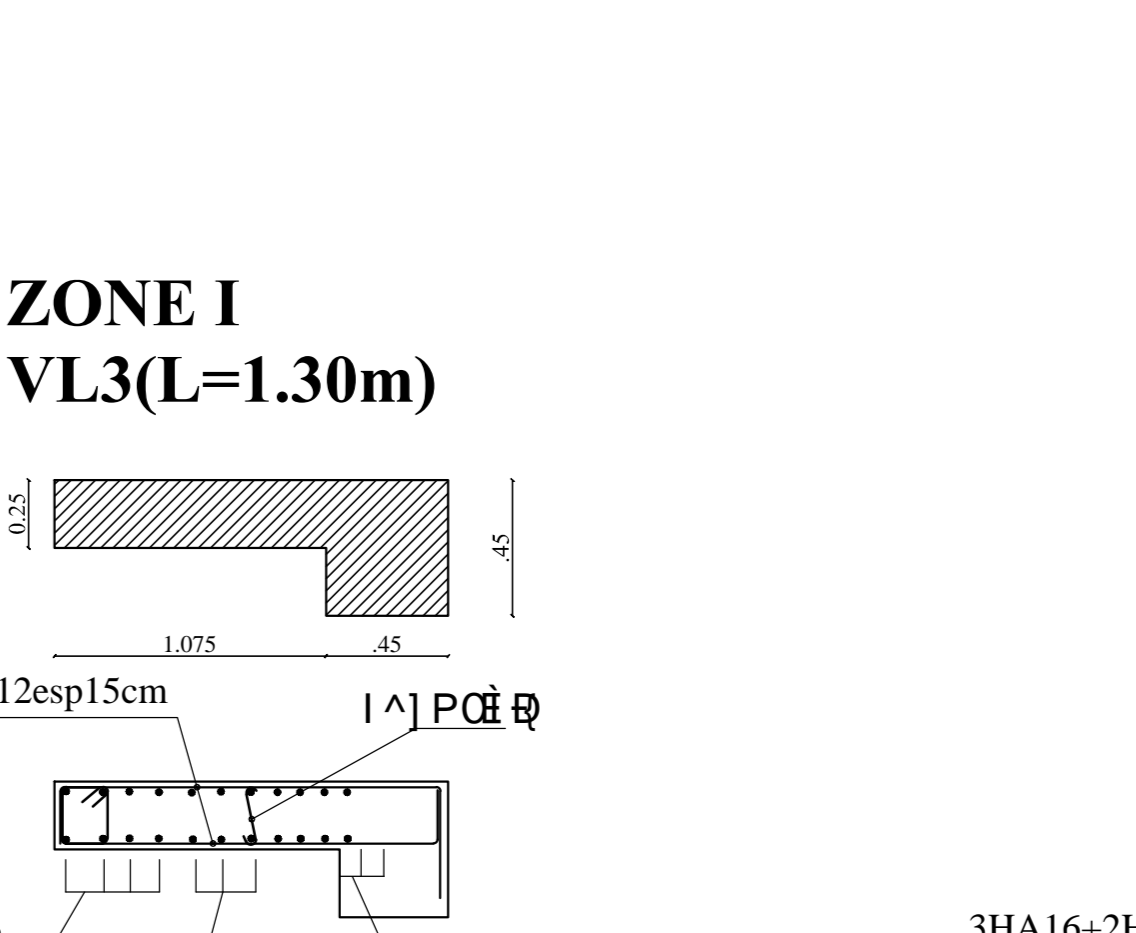
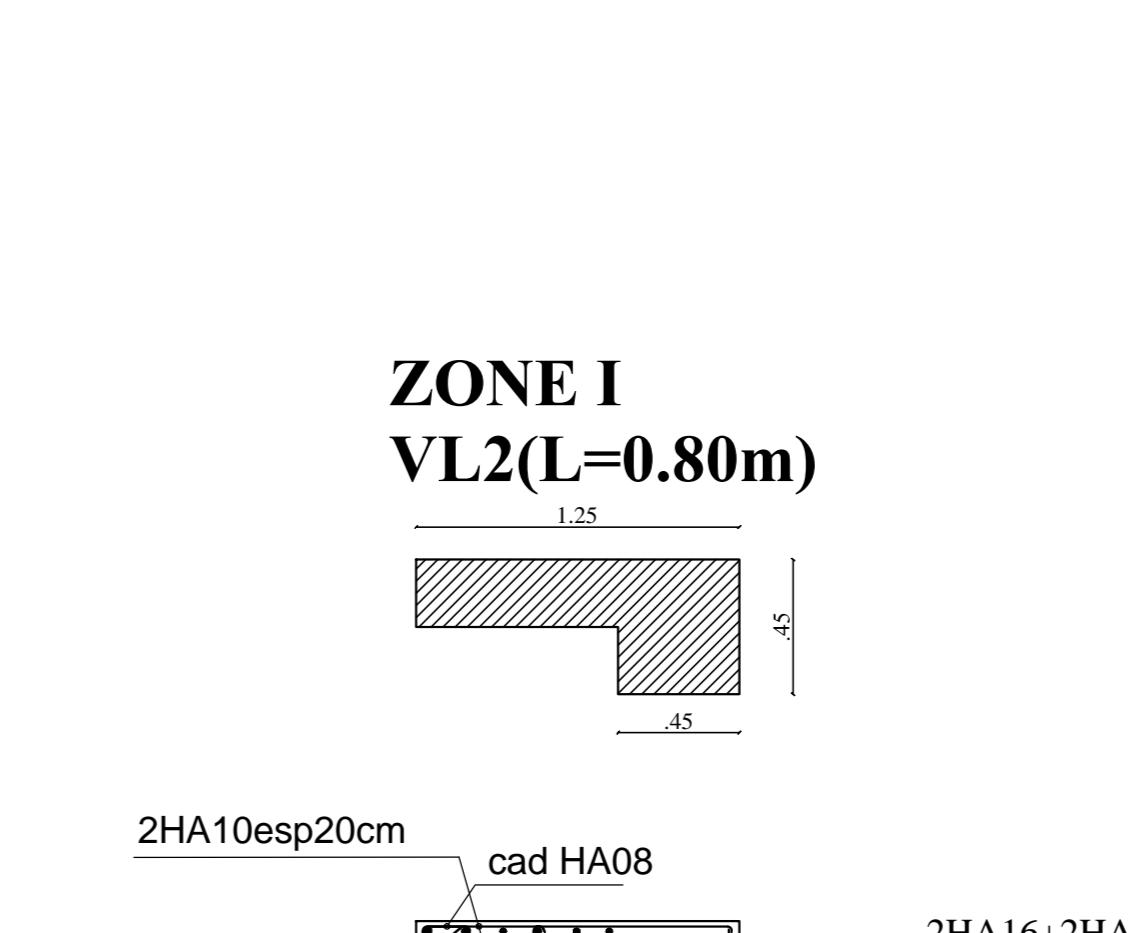
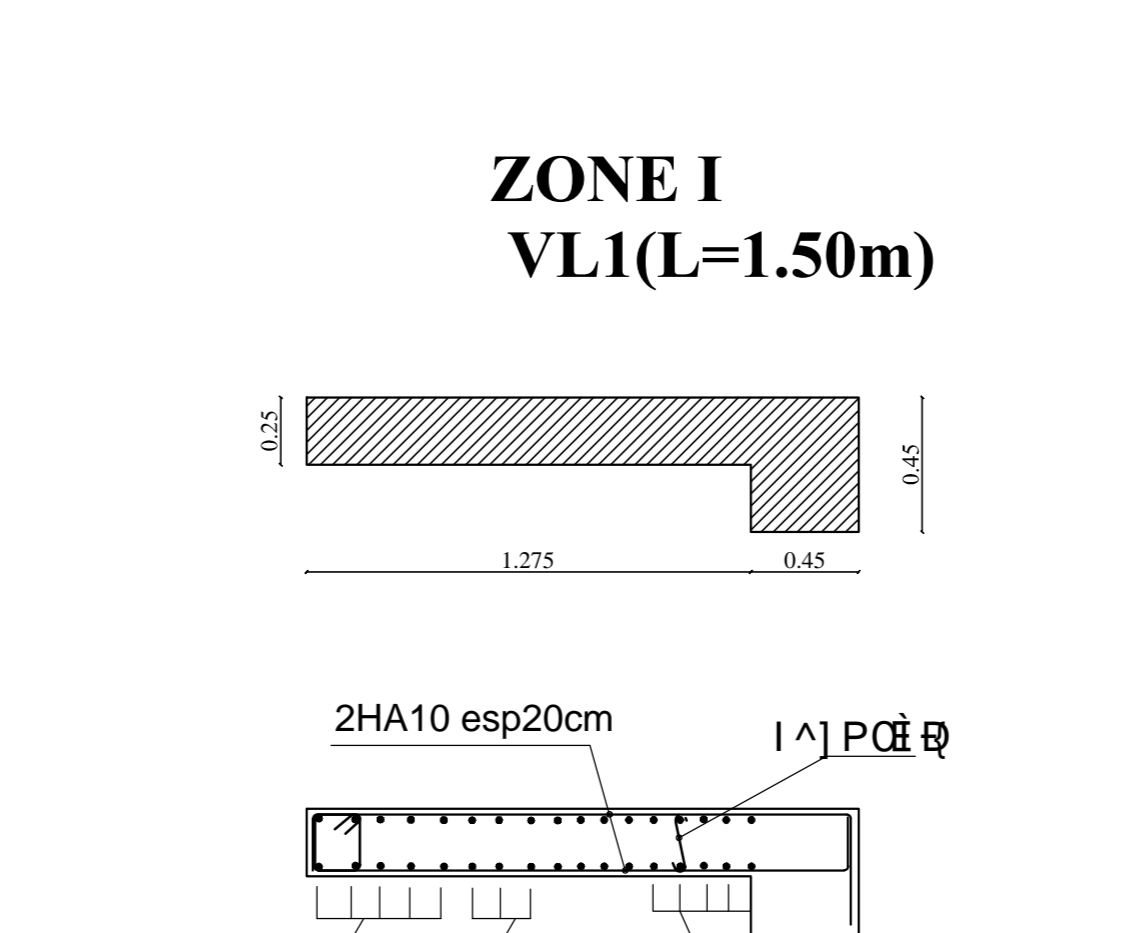
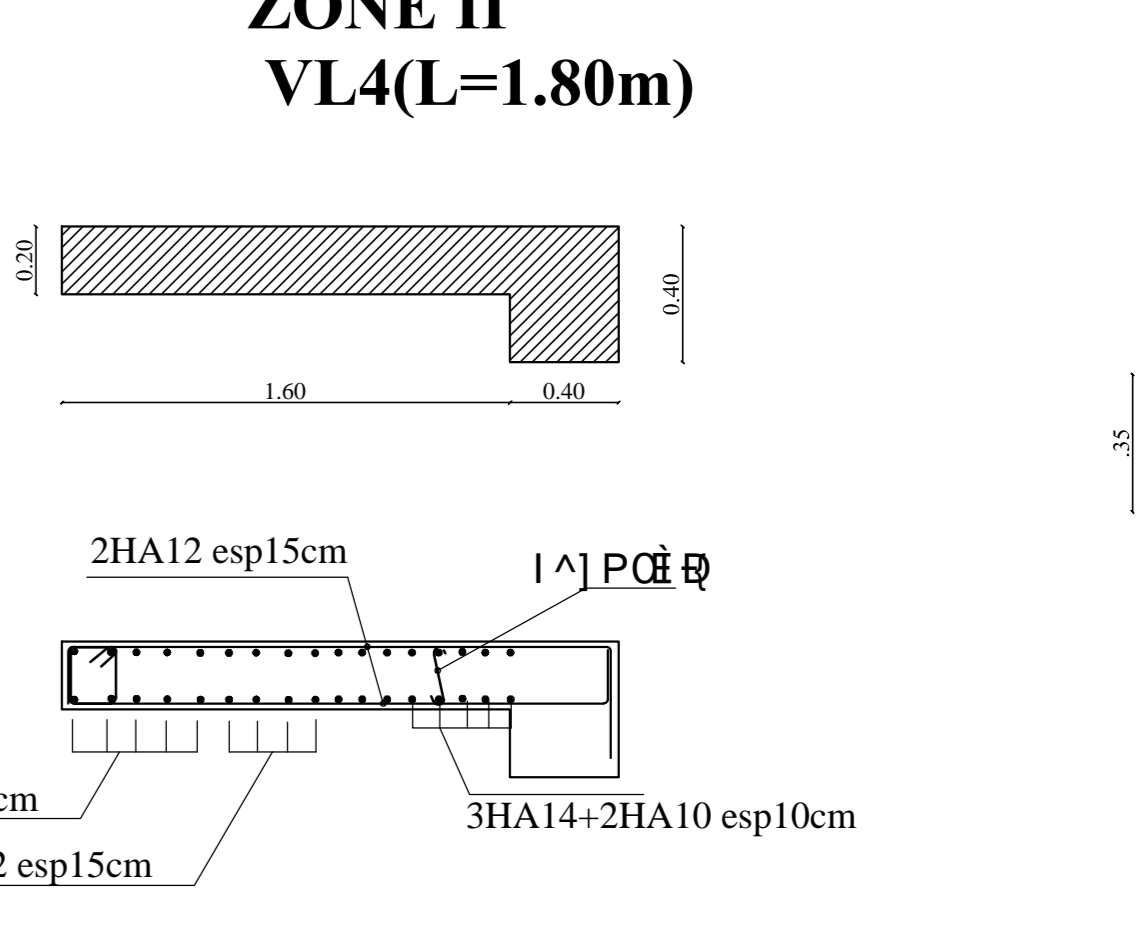
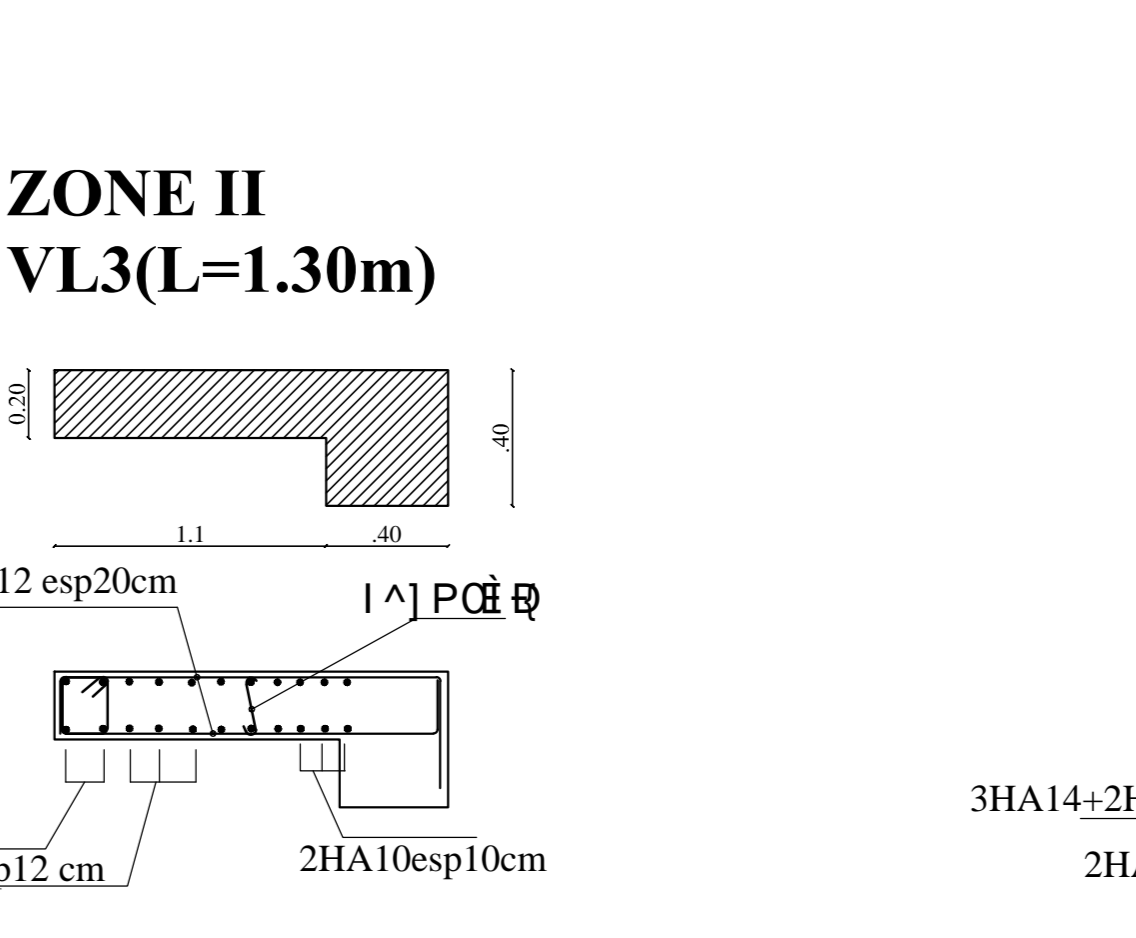
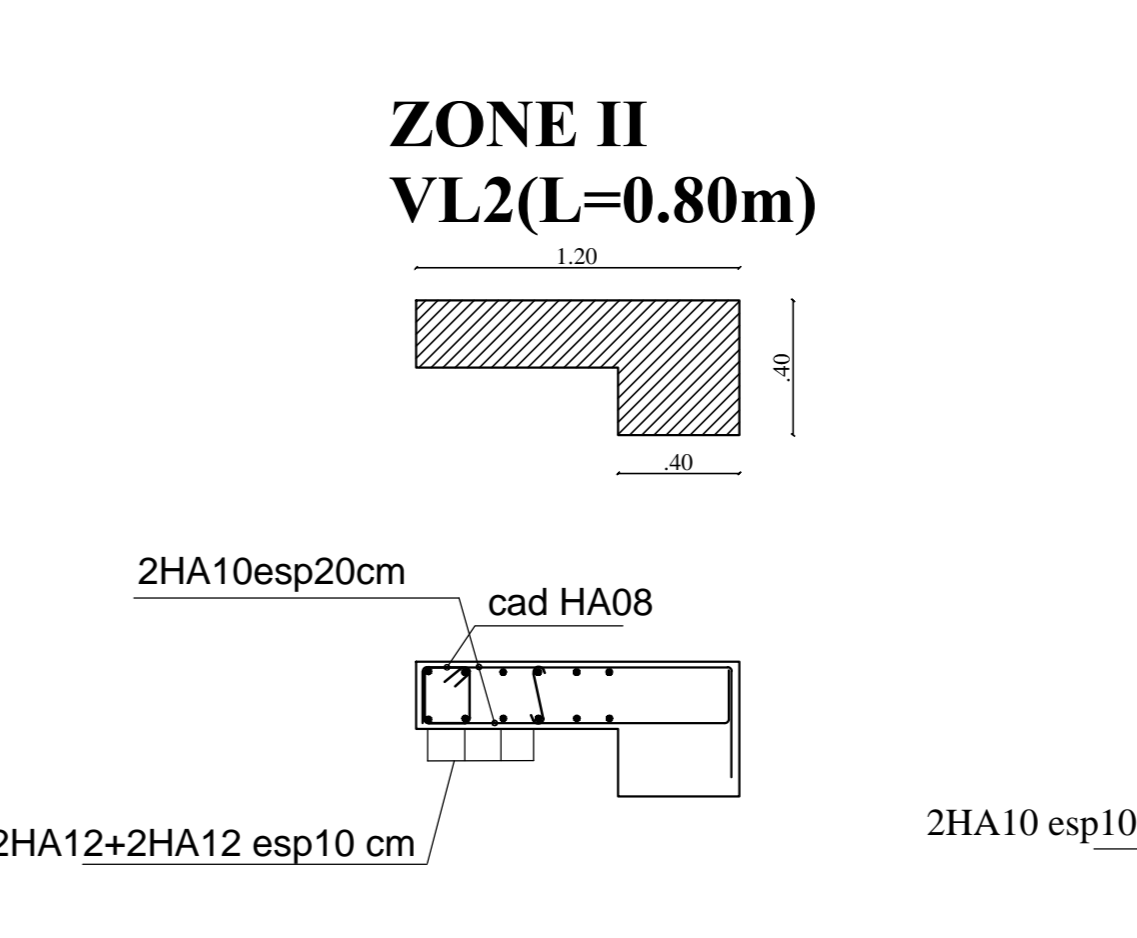
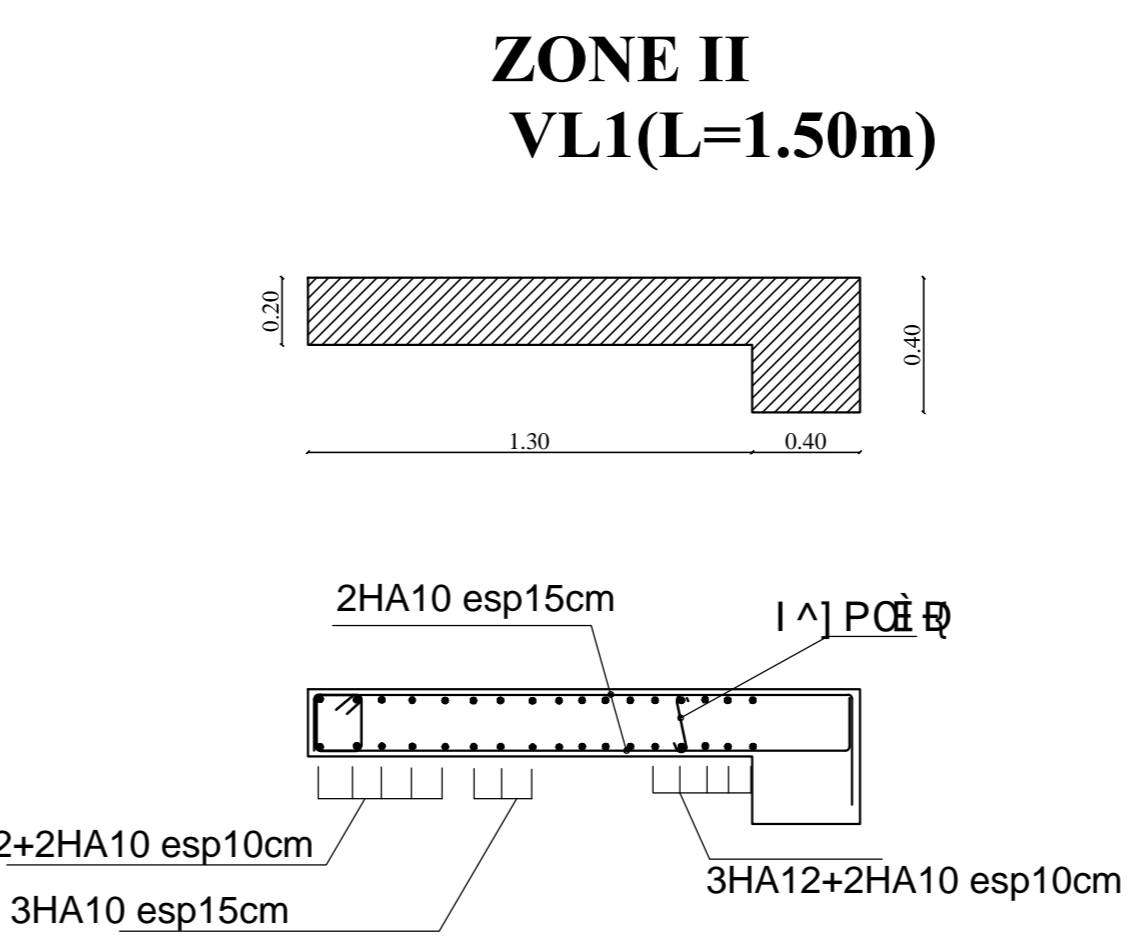
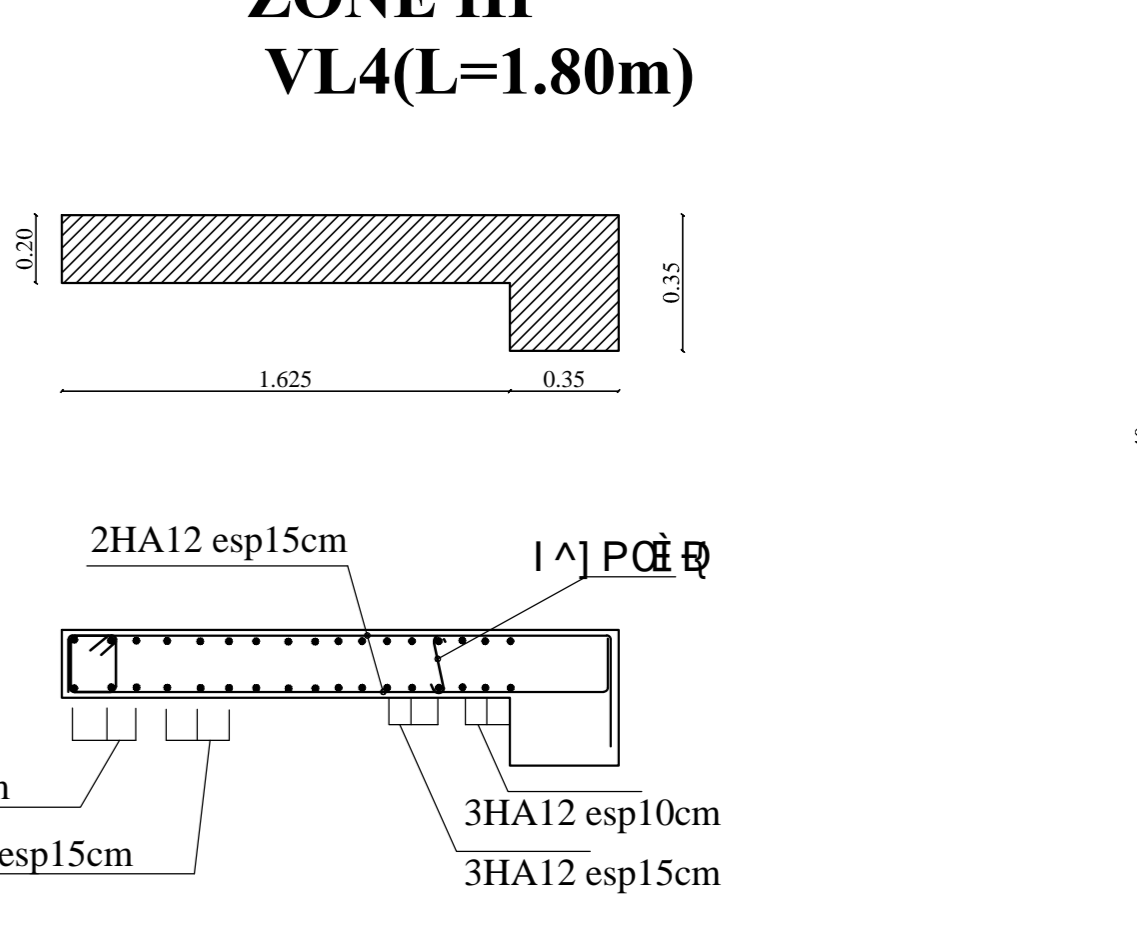
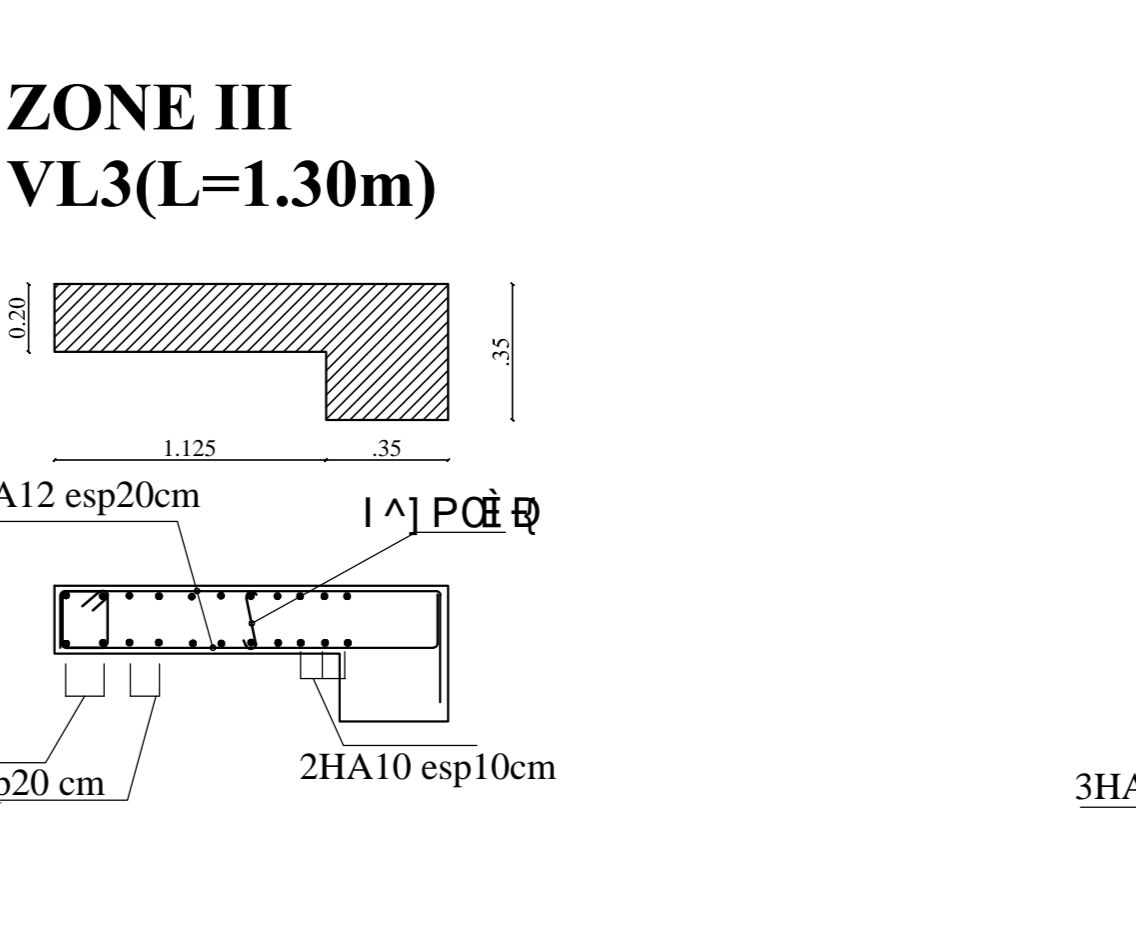
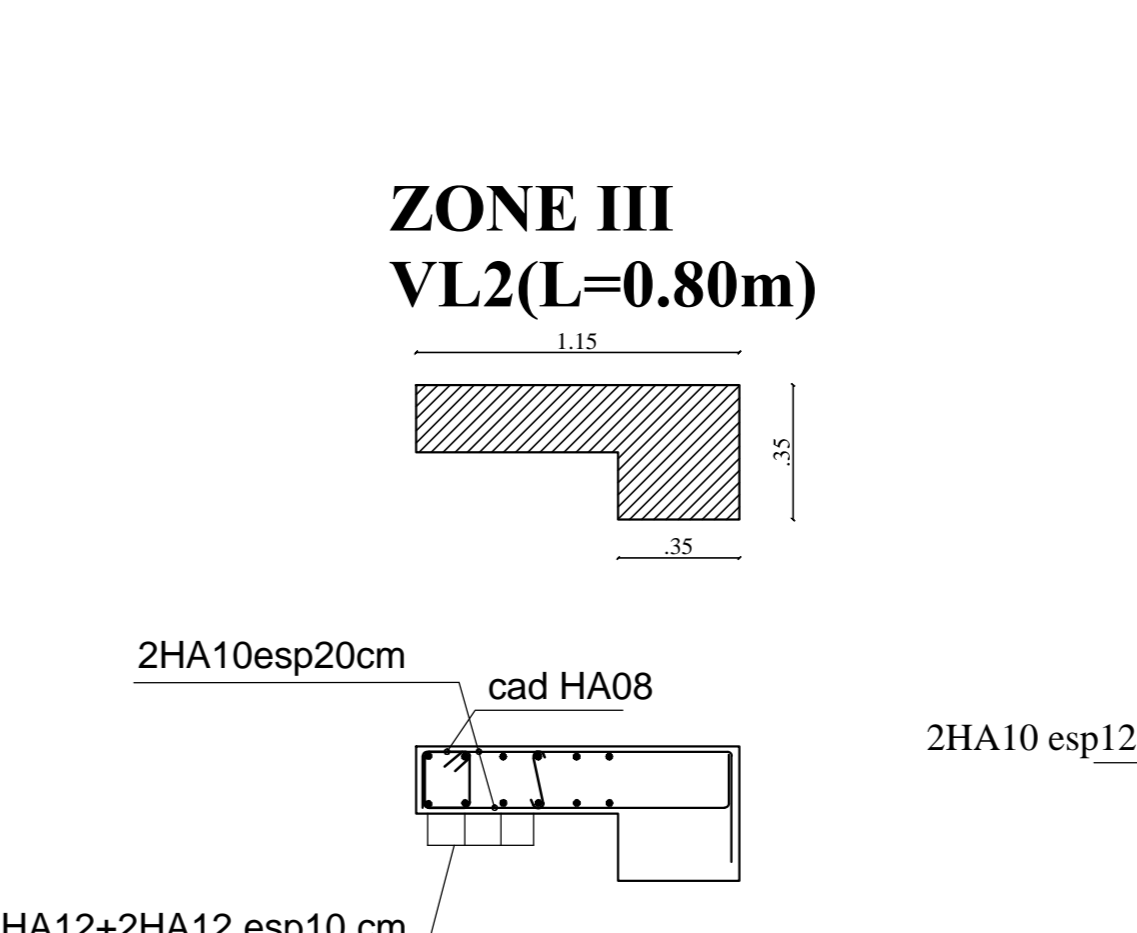
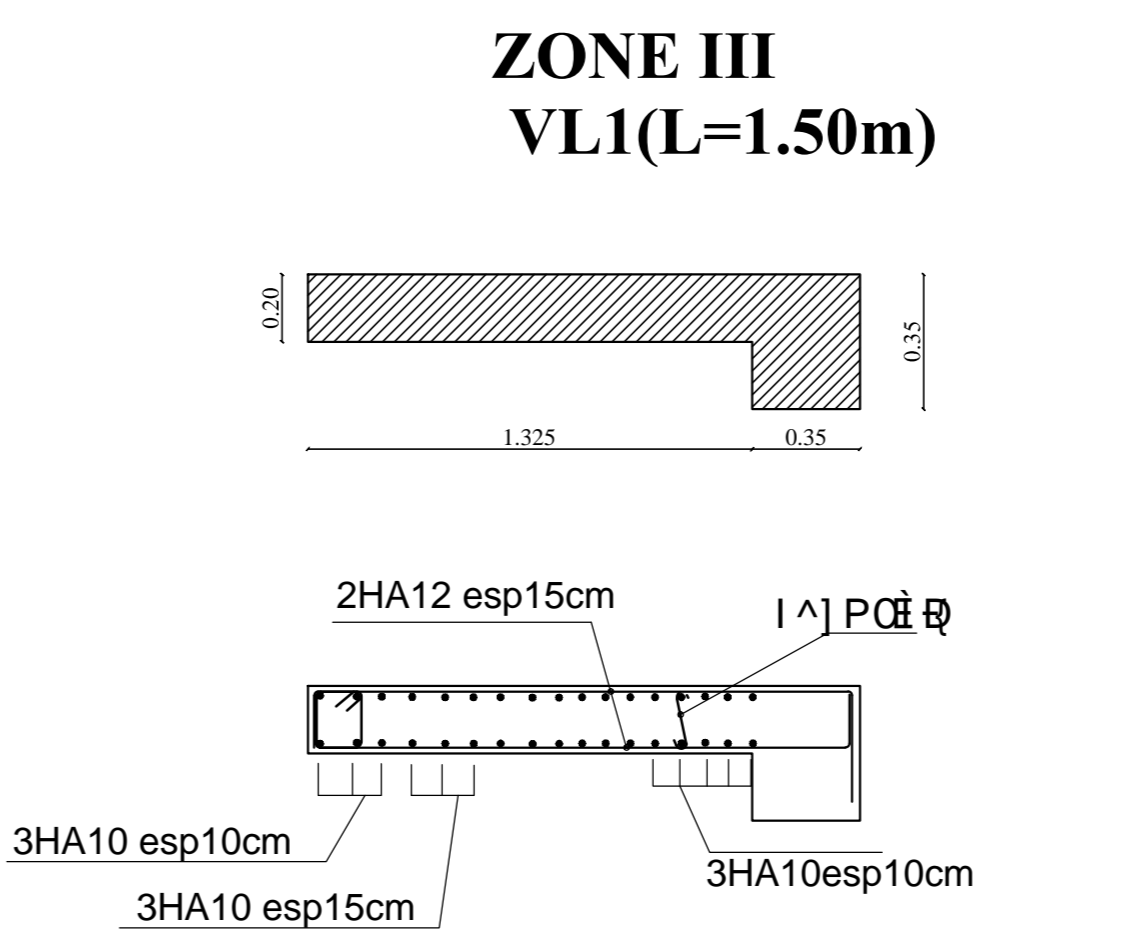
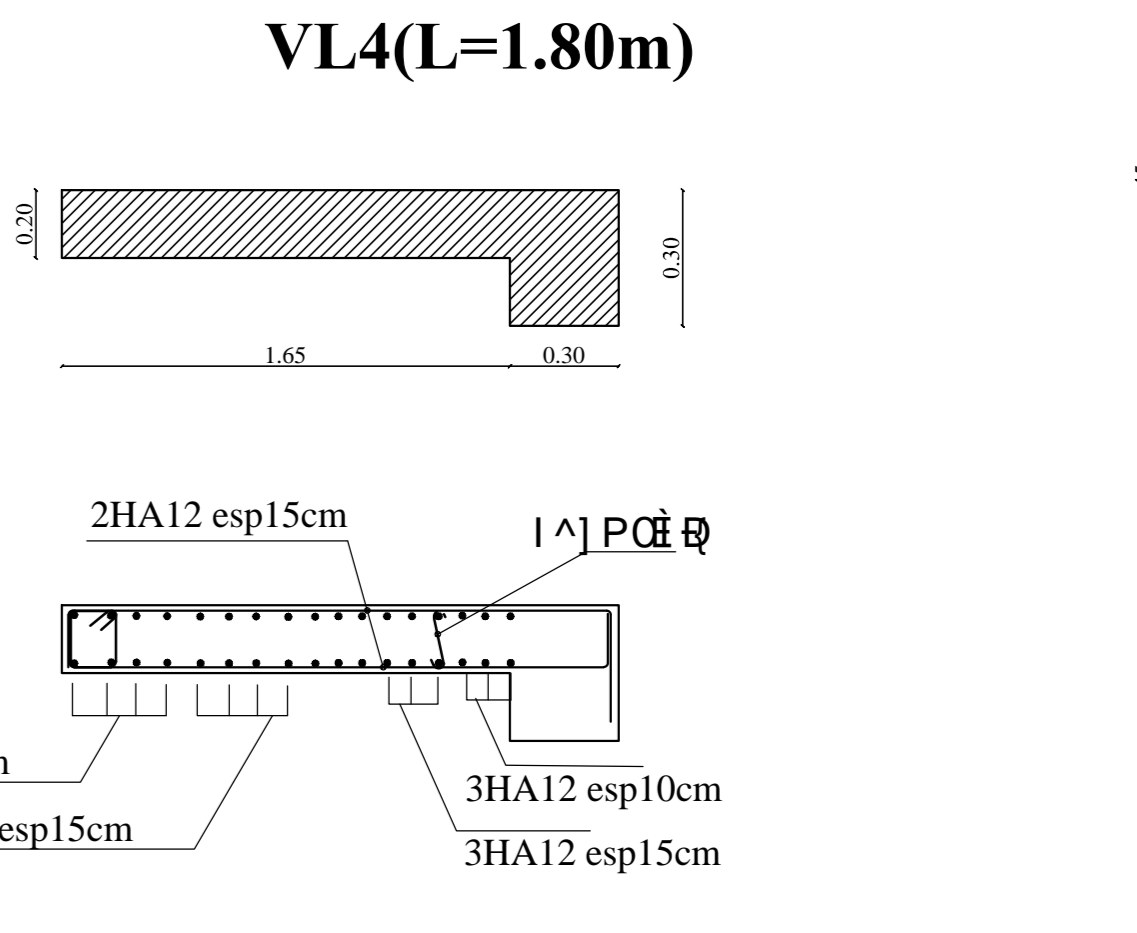
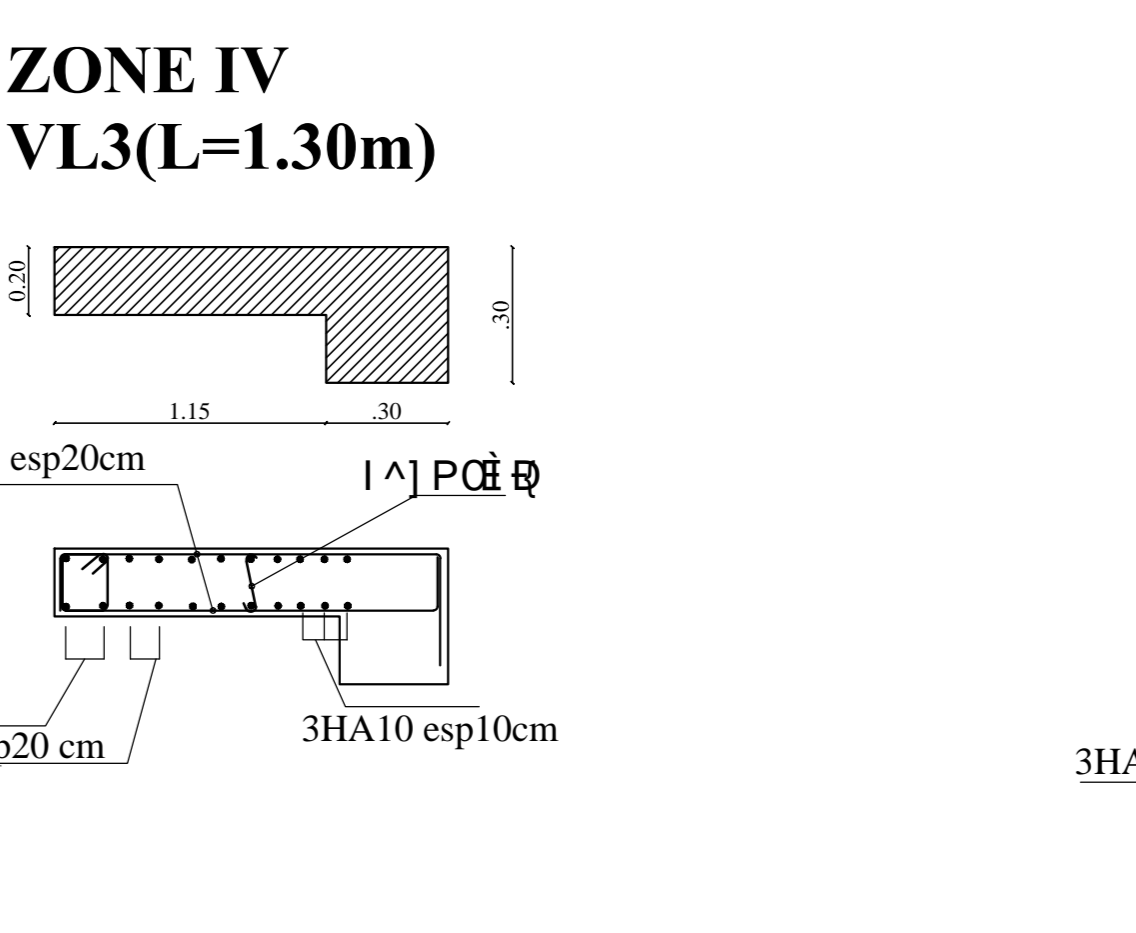
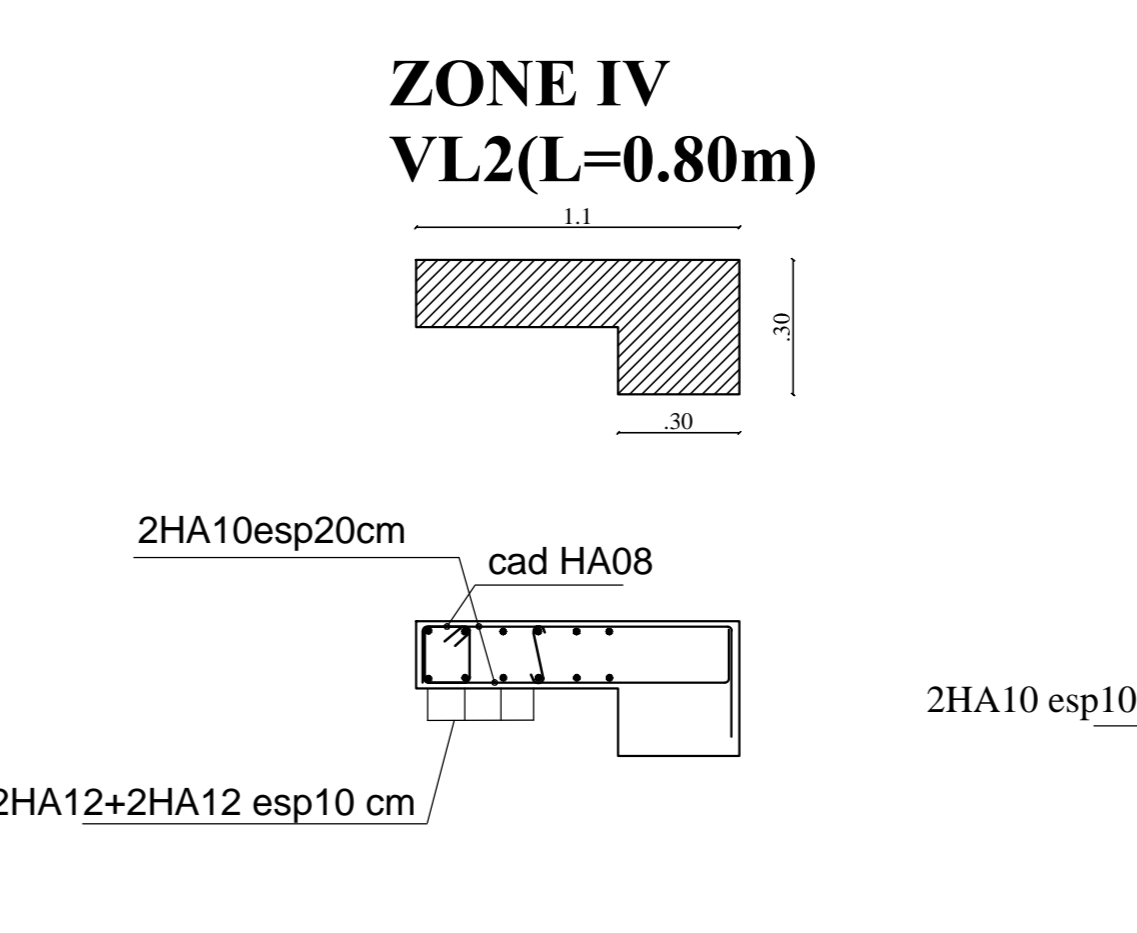
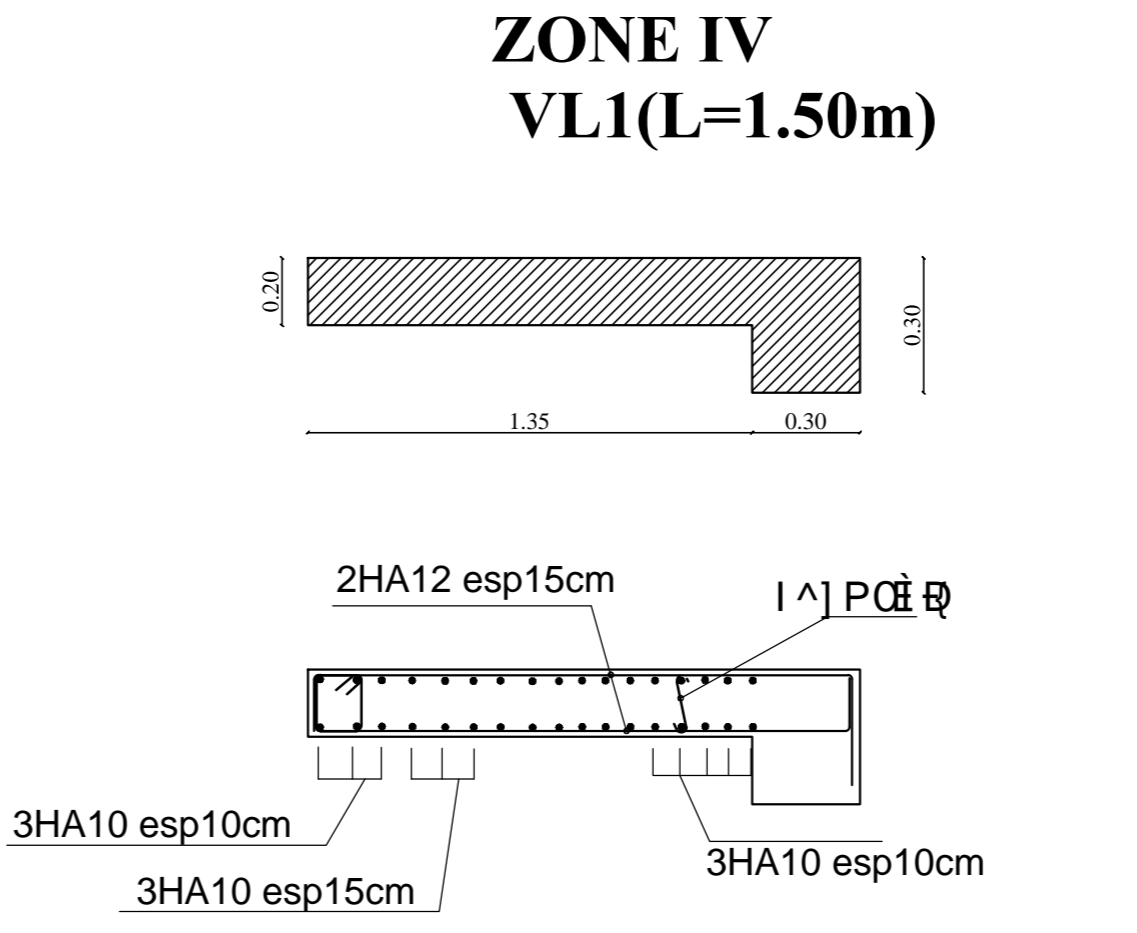
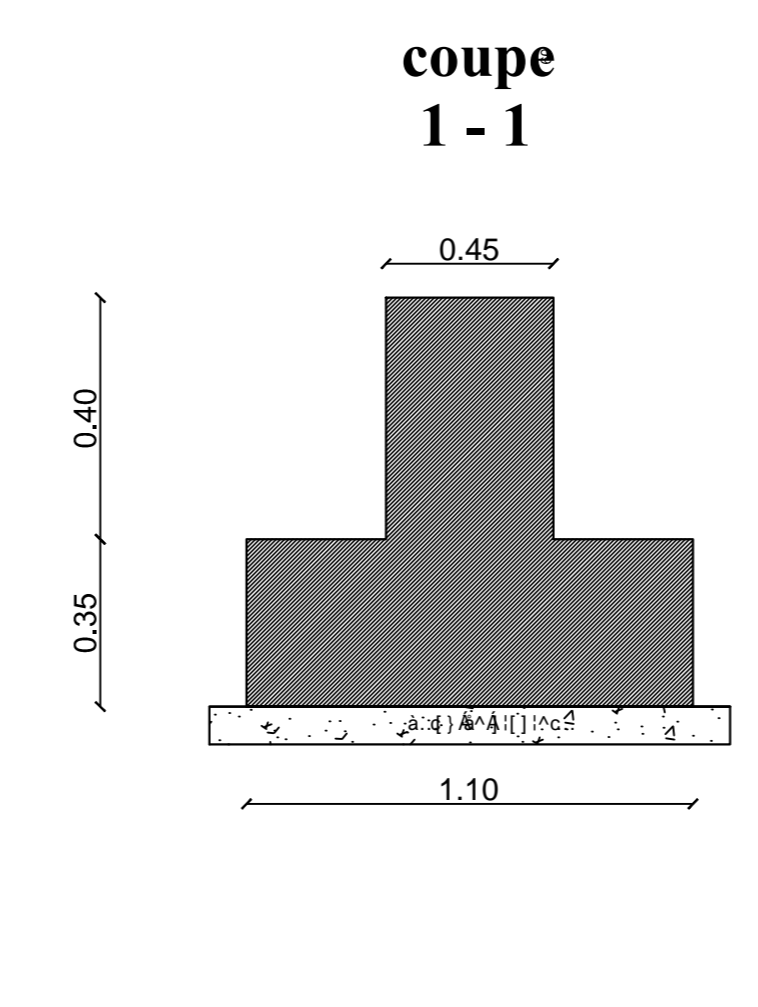
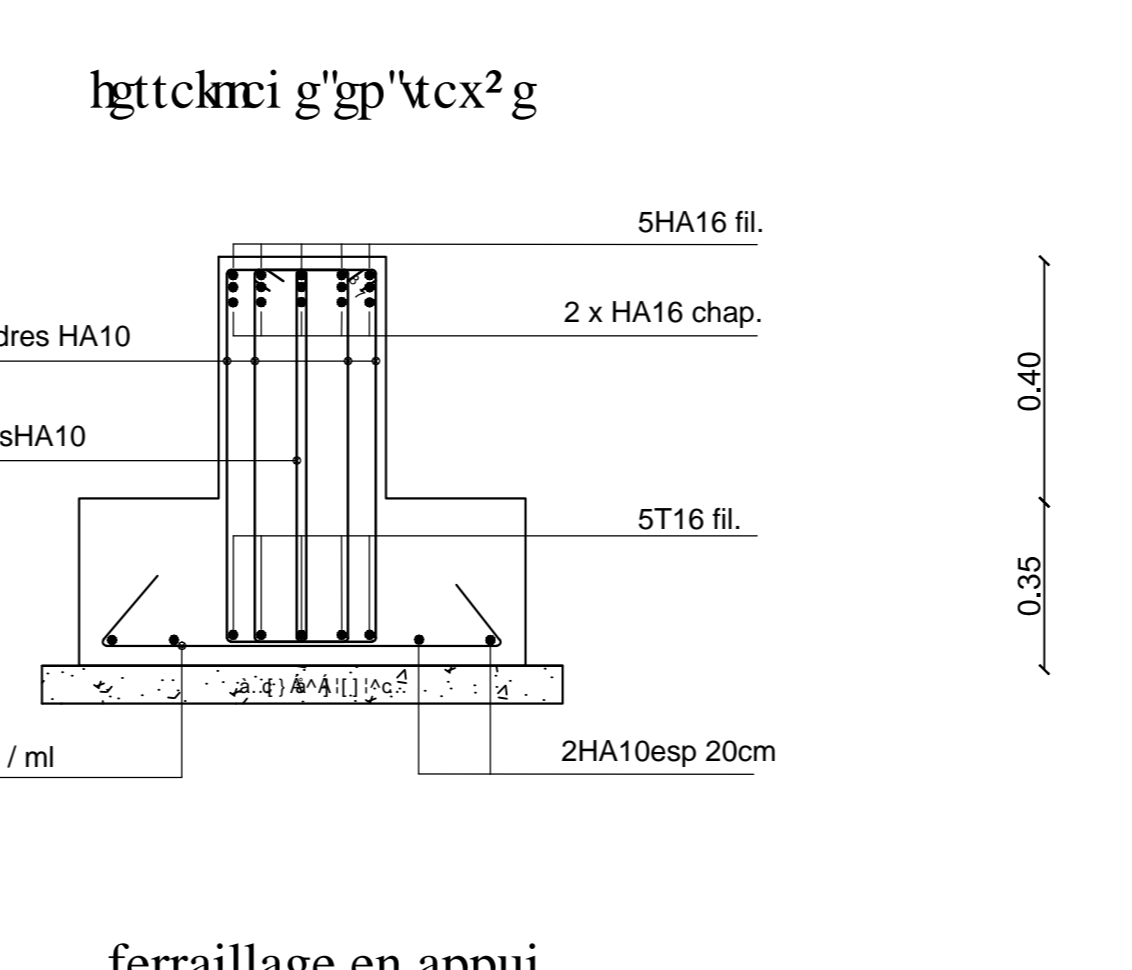
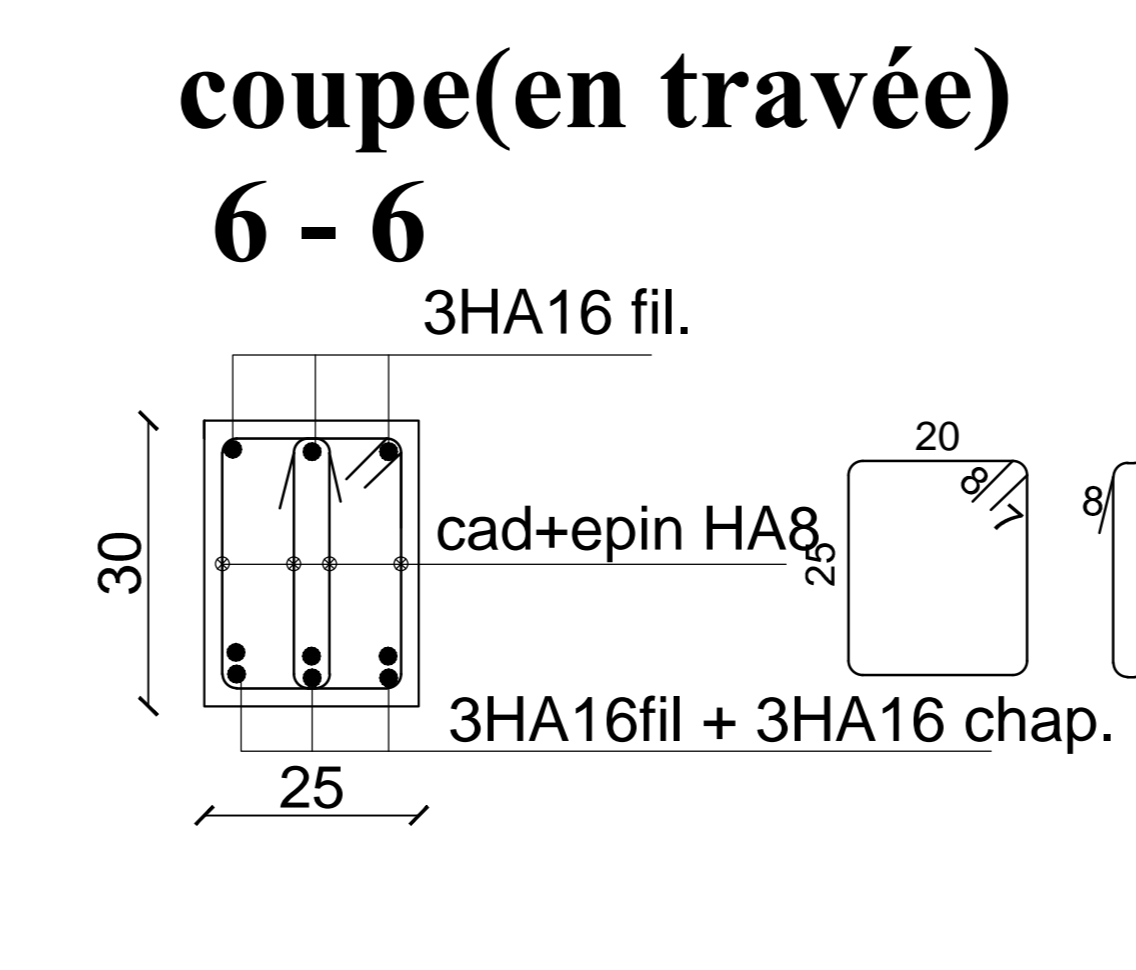
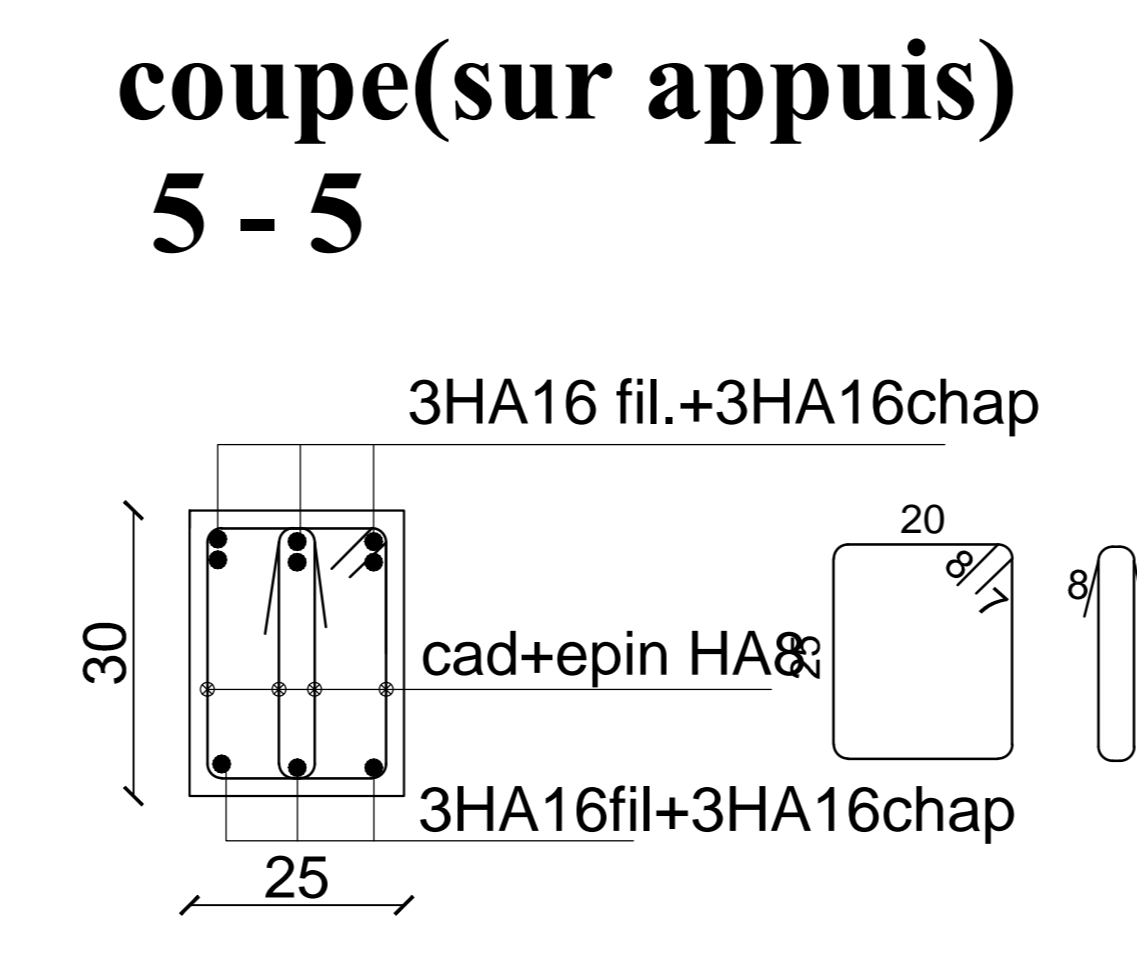
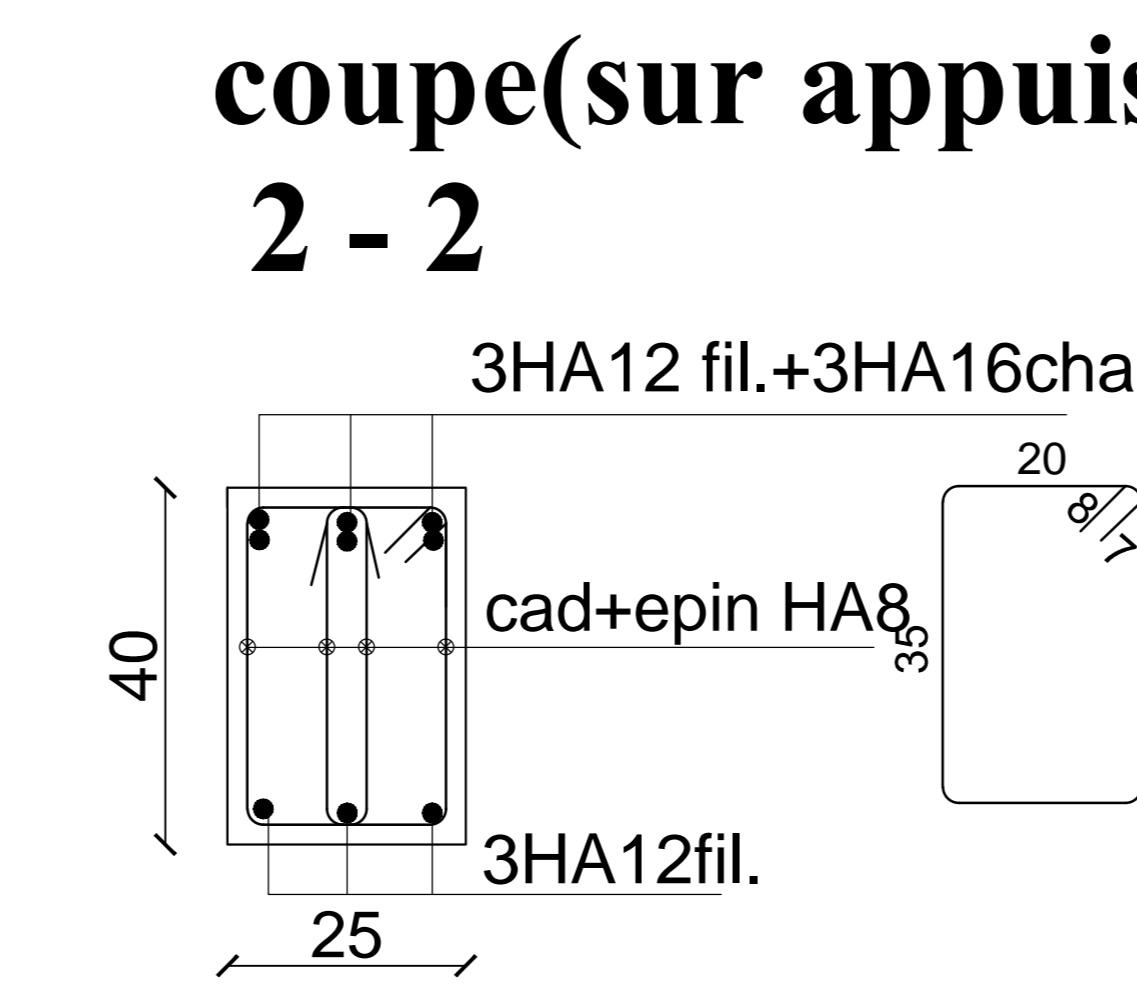
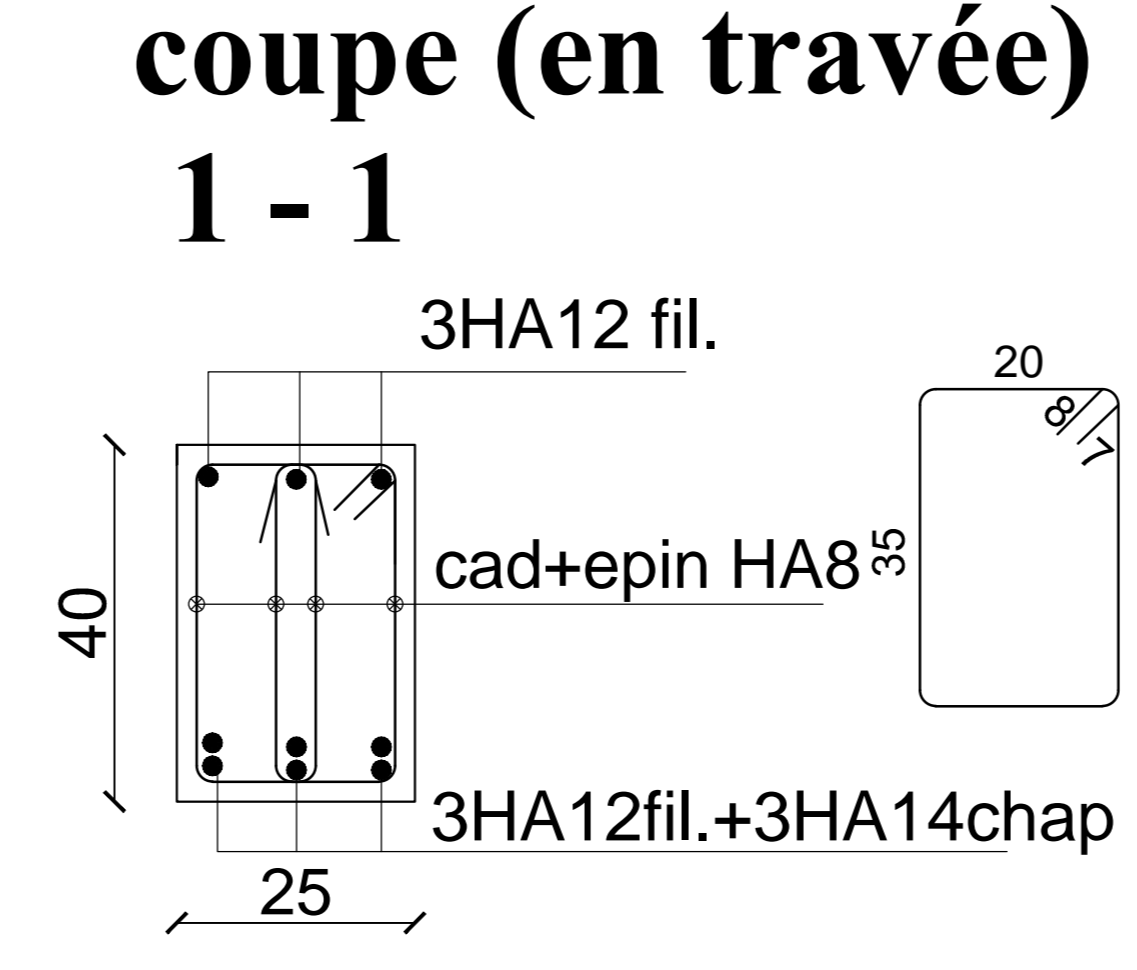
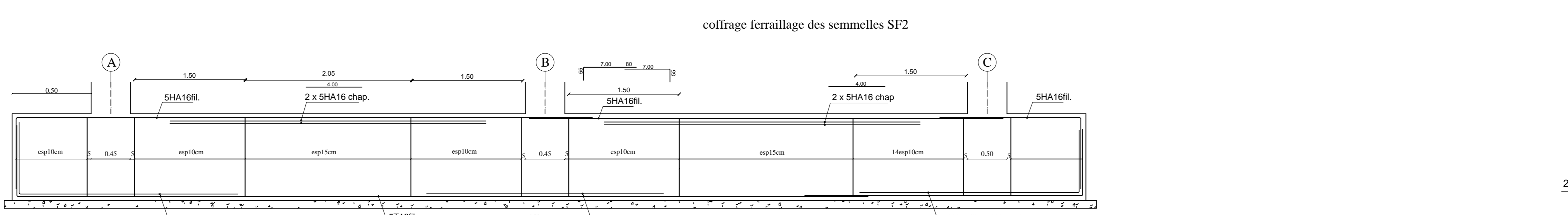
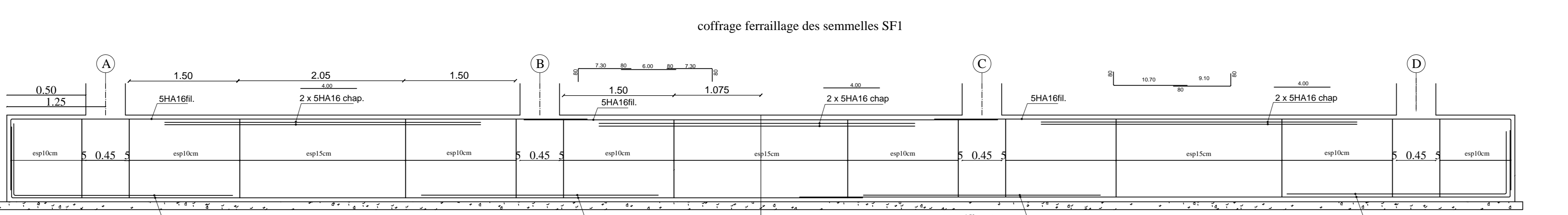
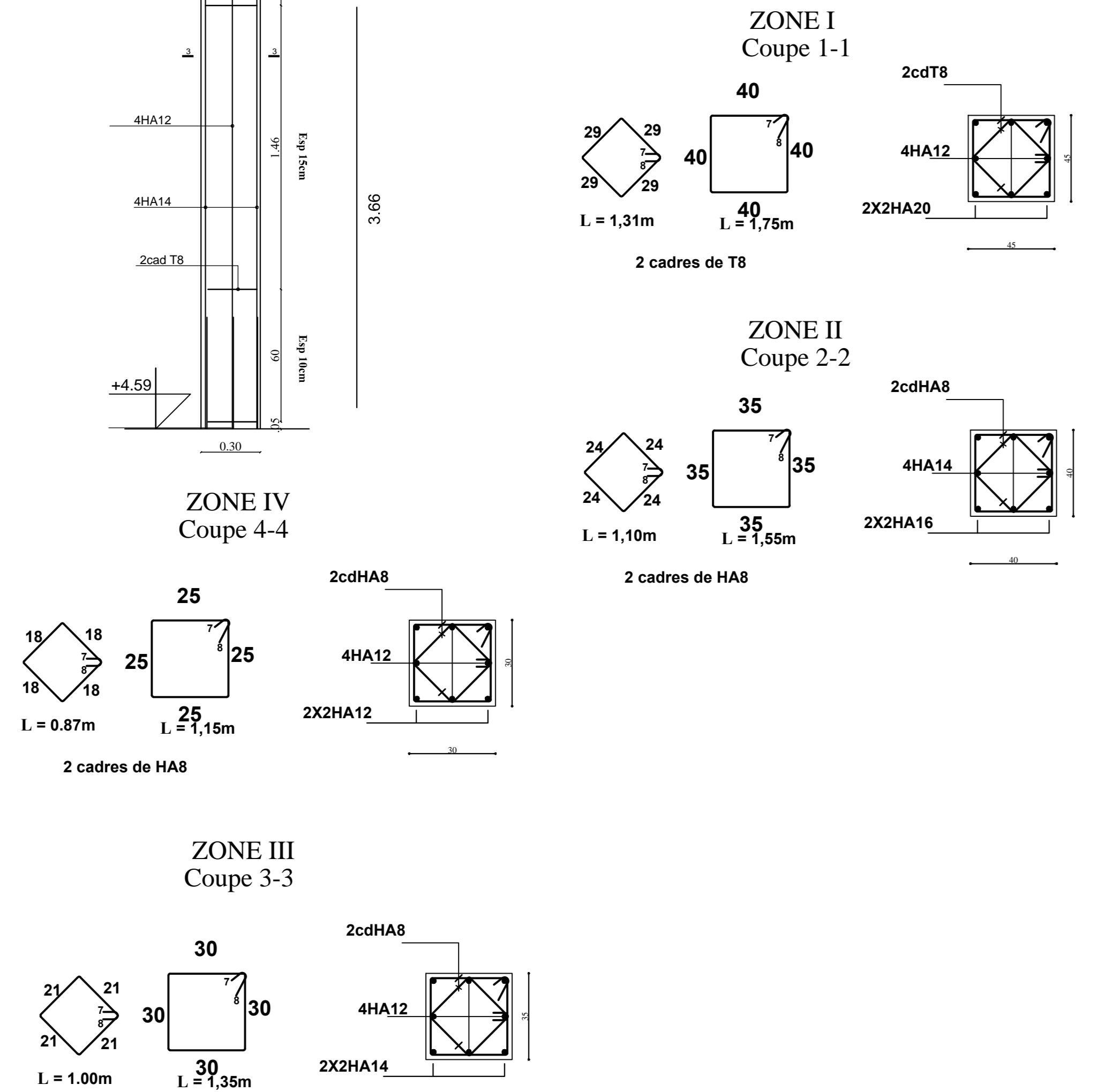
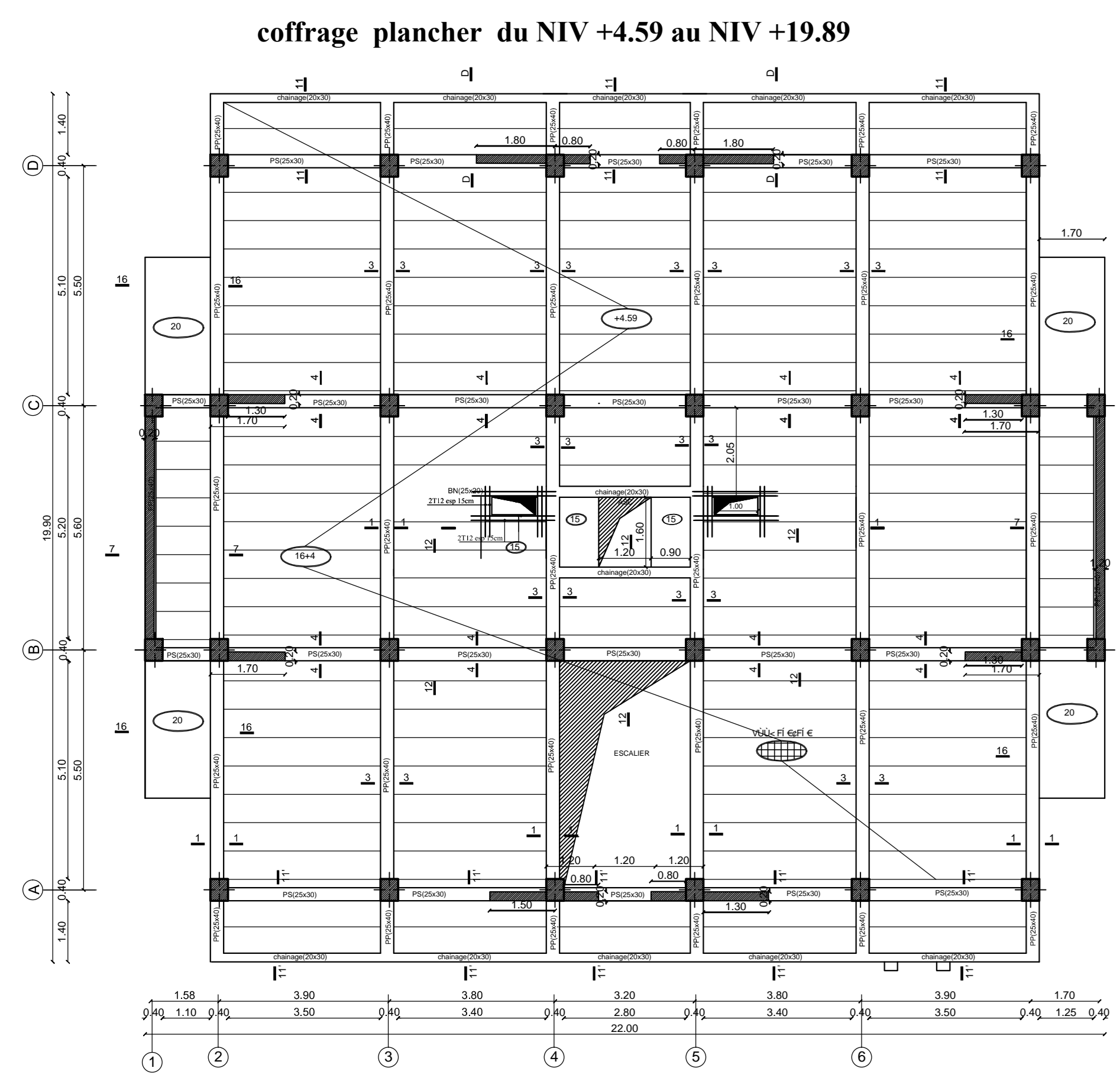
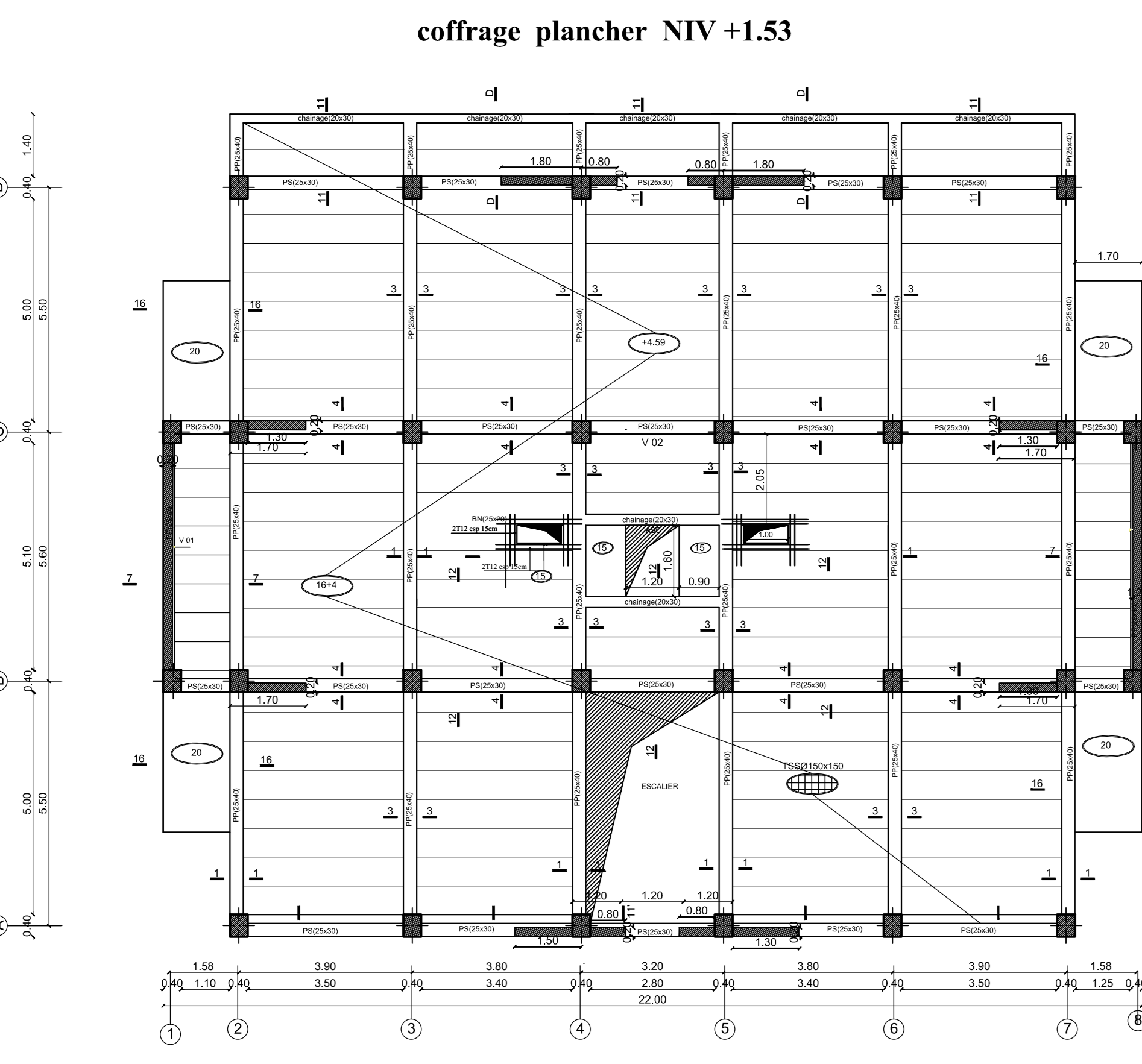
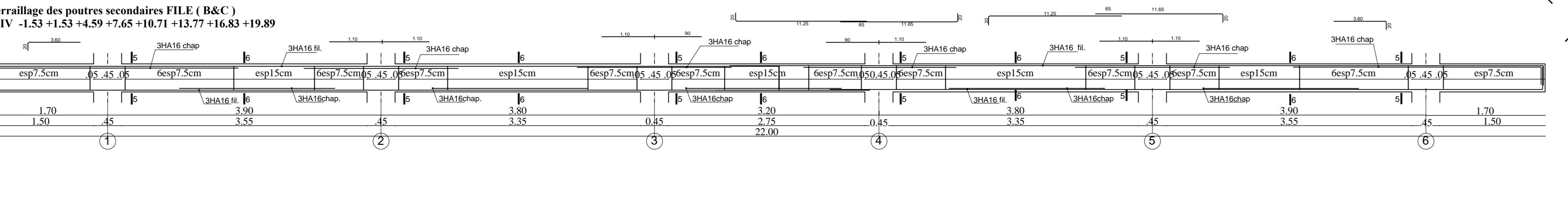
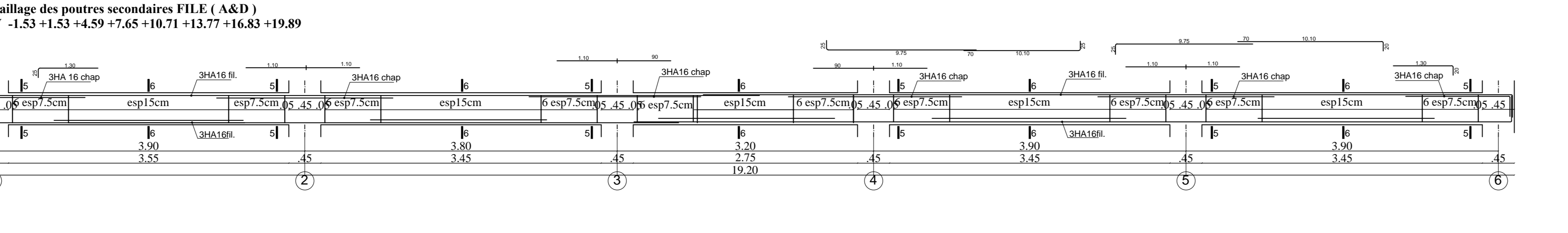
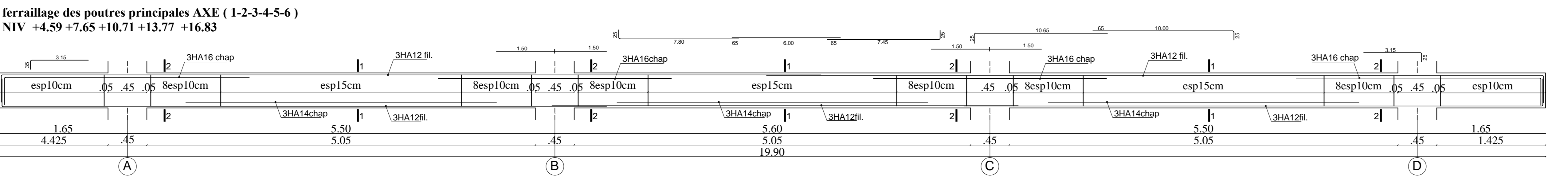
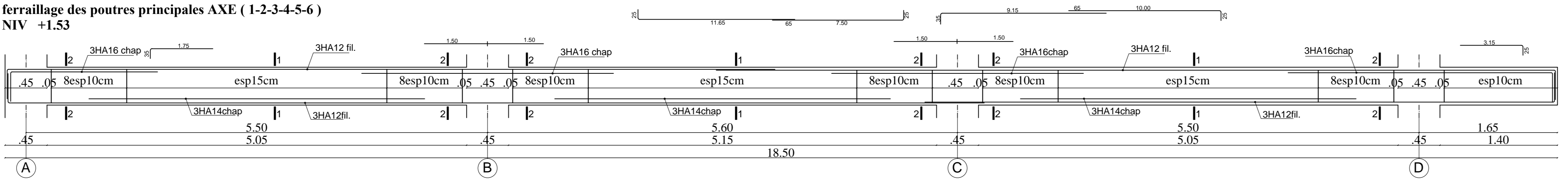
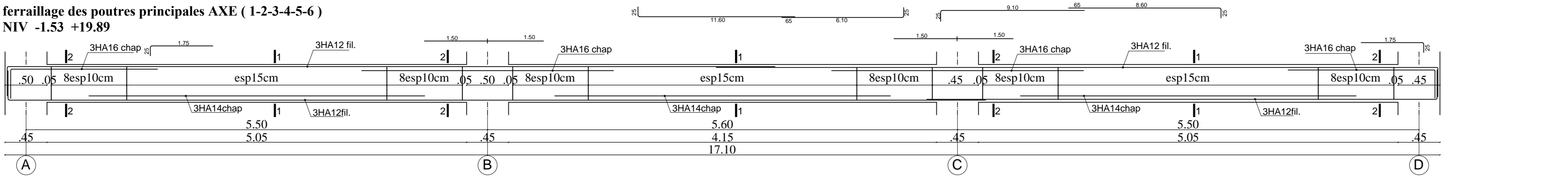
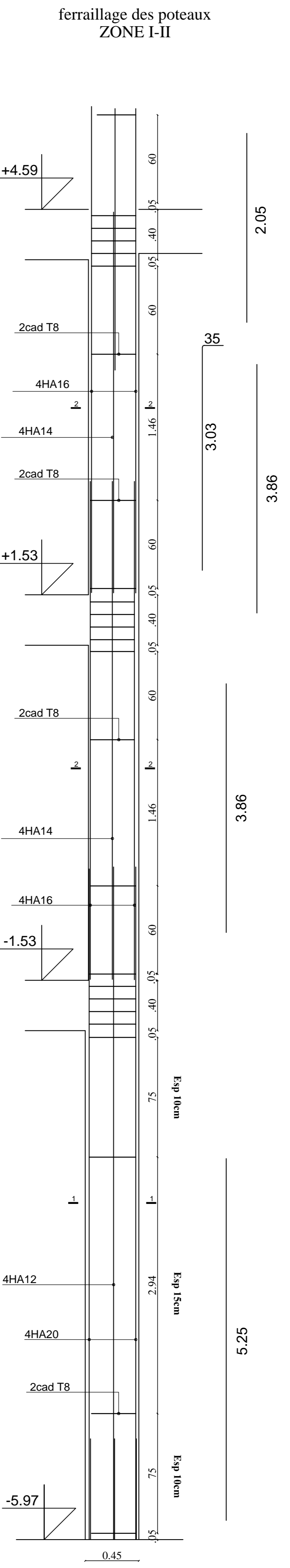
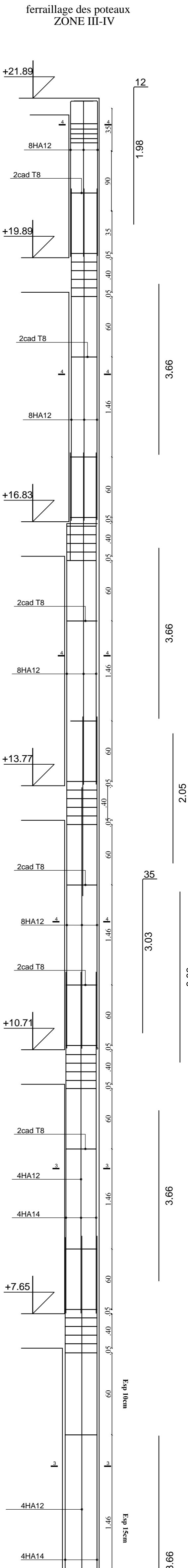
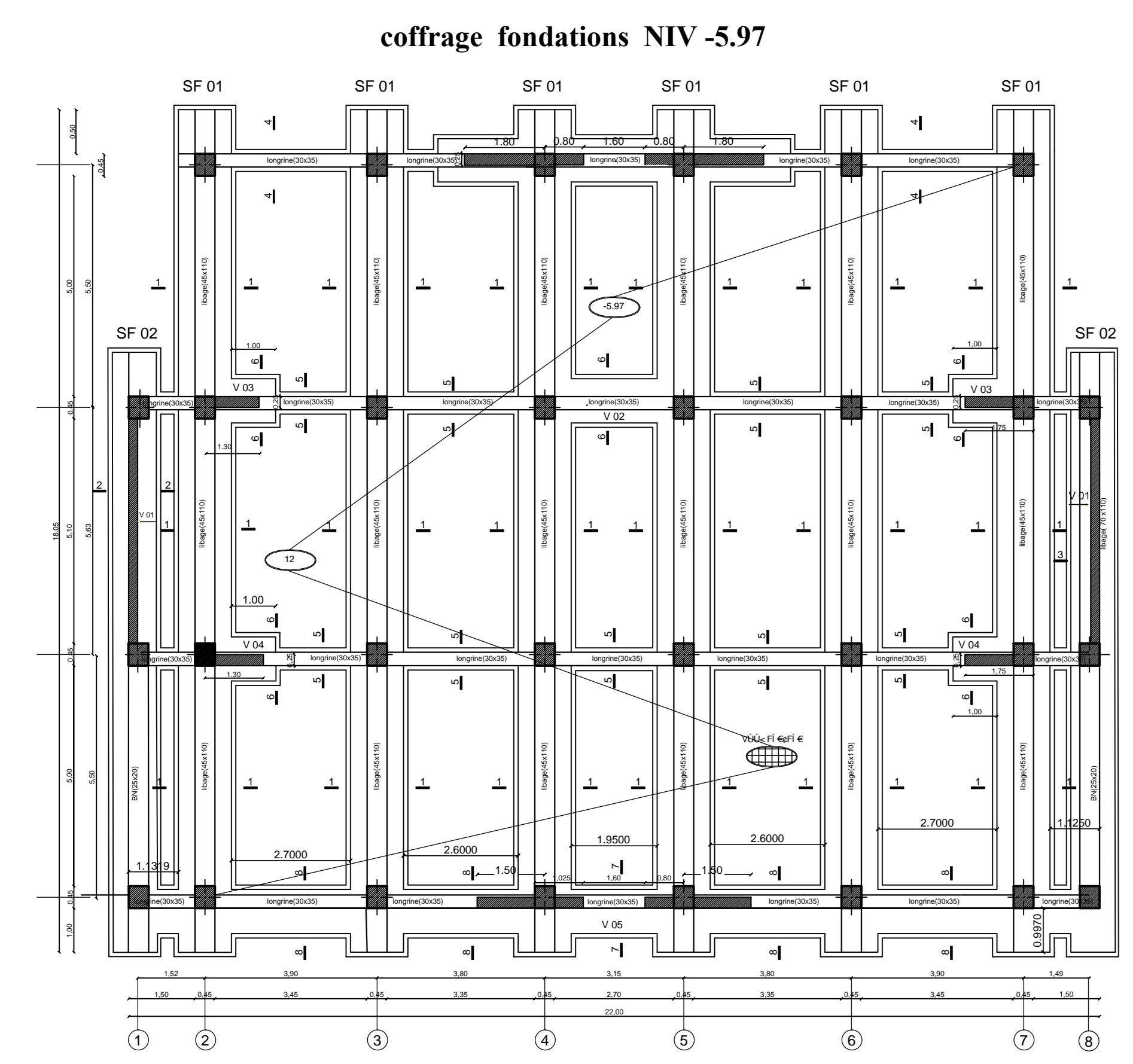


FAÇADE PRINCIPALE



PLAN DU ETAGE COURANT

PLANS D'EXECUTION



CONCLUSION GENERALE.

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

Enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, que nous espérons nous servira dans le futur proche de notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.*
- *Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.*

Logiciels :

- *Logiciel ETABS 9.6.0*
- *Logiciel de ferrailage SOCOTEC*
- *EXCEL 2007*
- *WORD 2007*
- *AUTOCAD 2016*

Ouvrage :

- *Calcul des ouvrages en béton armé Henry Tonier*
- *Calcul des ouvrages en béton armé M.Belazougui*
- *Les cloisons et les escaliers Gérard Calvat*
- *Formulaire du béton armé de Victor Davidovici*
- *Les abaques de PIGEAUD.*
- *Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire*
- *Mémoires de fin d'étude «ingénieurs en G-C» des promotions précédentes*