

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



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

thème



***Etude d'un bâtiment (R+6+S Sol) à usage
d'habitation et commercial
Contreventé par des voiles porteurs
Avec l'application de logiciel ETABS***

Etudié par: M^{lle} MESSAOUDENE Souhila
M^{lle} GACEM Karima

Dirigé par : M^{me} IDRES

Année 2017/2018

remerciement

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

*Nous exprimons nous profonds et sincères remerciements à notre promotrice M^{me} IDRES,
pour avoir crue en nos capacités pour mener à bien notre travail, qu'il a toujours dirigé avec
une très grande rigueur scientifique. Sa disponibilité, ses conseils, ses encouragements et sa
bonne humeur tout le long d notre travail.*

*Nous tenons également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce projet.*

*Notre vifs remerciements irons aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le
juger et de l'enrichir par leurs propositions.*

Dédicace

Je dédis ce modeste travail :

- *A mes très chers parents , qui ont veillés sur moi pendant toute ma vie.*
- *A mes chers beaux parents pour ces encouragements et son soutien.*
- *A mon très cher frère « Meziane » que je le souhaite toutes les réussites dans sa vie.*
- *A mon très cher beau frère « Adam » et sa fiancée « Amel »*
- *A mes très chers soeurs «Naima, Nawal, Sonia et Nabila» sans oublier ma belle soeur «ourdia» et sa petite fille et son mari.*
- *A la famille en générale*
- *A ma binôme «karima», qui je la souhaite tout le bonheur et qu'elle soit heureuse durant toute sa vie.*
- *A mes chers amis*
- *Par exception mon fiancé "IDIR" qui m'a soutenu tout le long de mes études, et que je souhaite une durable et merveilleuse vie entre nous deux et pleine d'amour.*
- *A la promotion 2018.*

souhila

Dédicace

Je dédis ce modeste travail :

- *A la mémoire de mes Grand parents que je leurs souhaite une longue vie.*
- *A ma très chère mère, qui a veillée sur moi pendant toute ma vie.*
- *A mon très cher père pour ces encouragements et son soutien.*
- *A mon très chers frère : Amine que je le souhaite toute les réussites.*
- *A mes très chers soeurs :fatma et son marie meziane, souad et son mari e mouhend, lilia, yassmine,hanane et celina.*
- *Aux petits :lyes ,yani,milena.*
- *A toute la famille: GACEM et HARROUCHE.*
- *A ma binôme souhila que je la souhaite toute les réussites durant tout sa vie.*
- *A mes chers amis:kamilia,dahbia,hassina,kenza et mon millieur amis idir qui ma soutenu durant tout mes études .*
- *A toute membre de l'association de TABOUDA.*
- *A la promotion 2018.*

Karima

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....page 1

Chapitre II : Pré dimensionnement.....page 8

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1 : Acrotère.....page 19

III-2 : Escaliers.....page 26

III-3 : Poutre palière.....page 39

III-4 : Plancher en corps creux.....page 45

III-5 : La salle machine.....page 62

III-6 : Porte à faux.....page 69

Chapitre IV : Modélisation et vérification.....page 75

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V-1 : Les poteaux.....page 87

V-2 : Les poutres.....page 99

V-3 : Les voiles.....page 112

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....page 126

Chapitre VII : Etude de mur plaque.....page 138

Conclusion générale.

Introduction générale

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

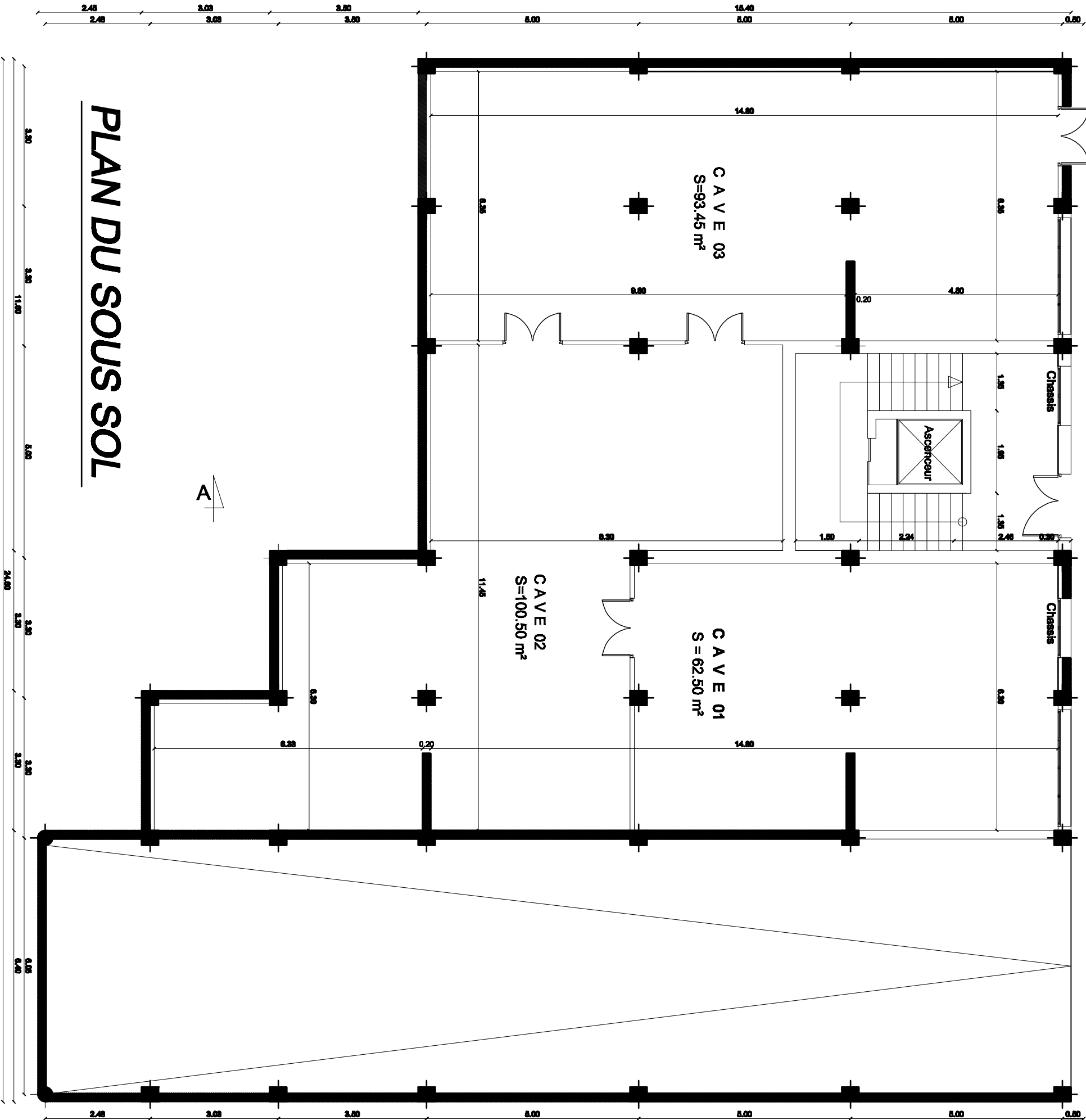
Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des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

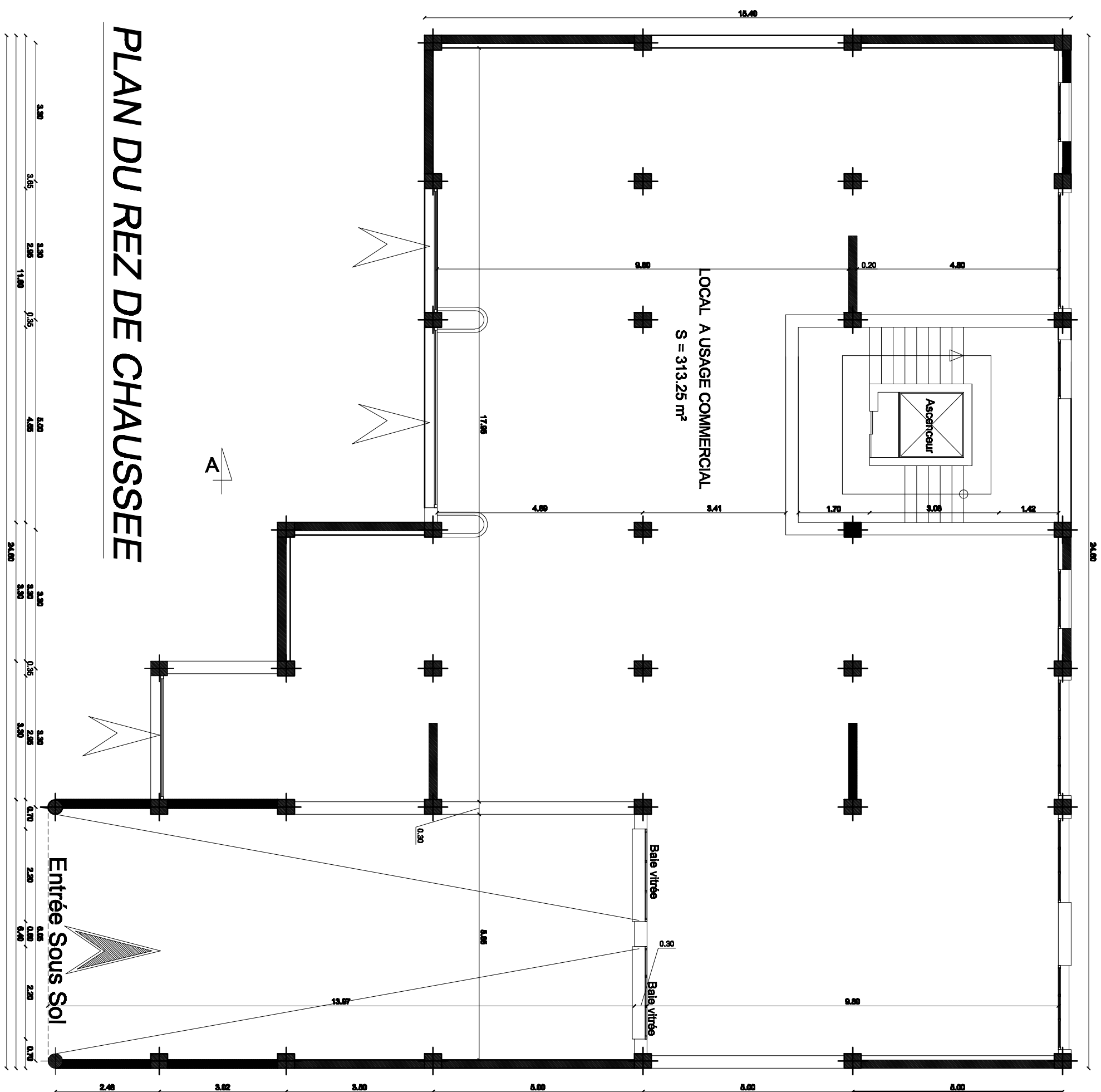
Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+6+S sol à usage d'habitation et commercial en structure mixte dans une zone à moyenne sismicité IIa.

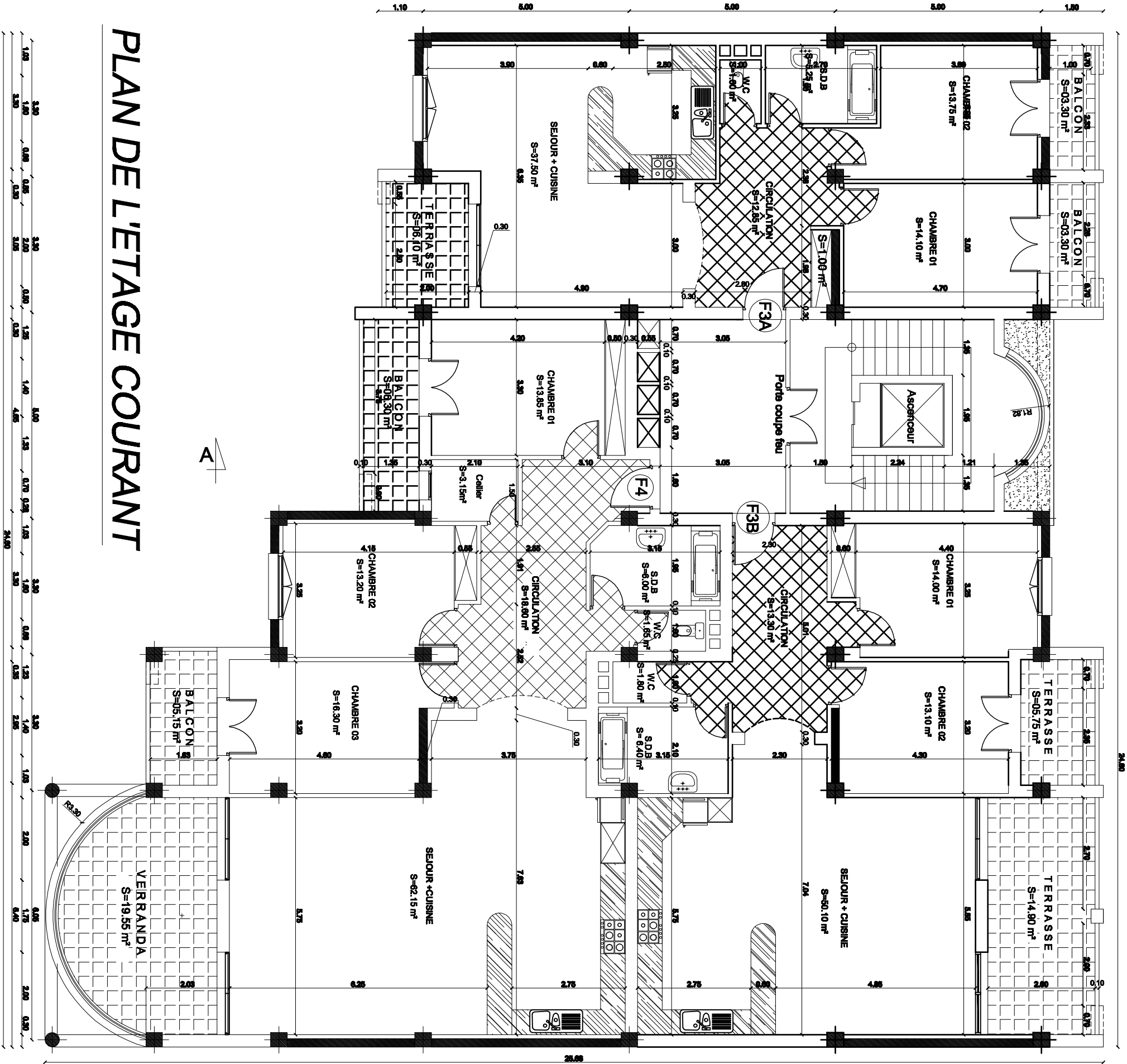
Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

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

Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.
Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations et mur plaque.





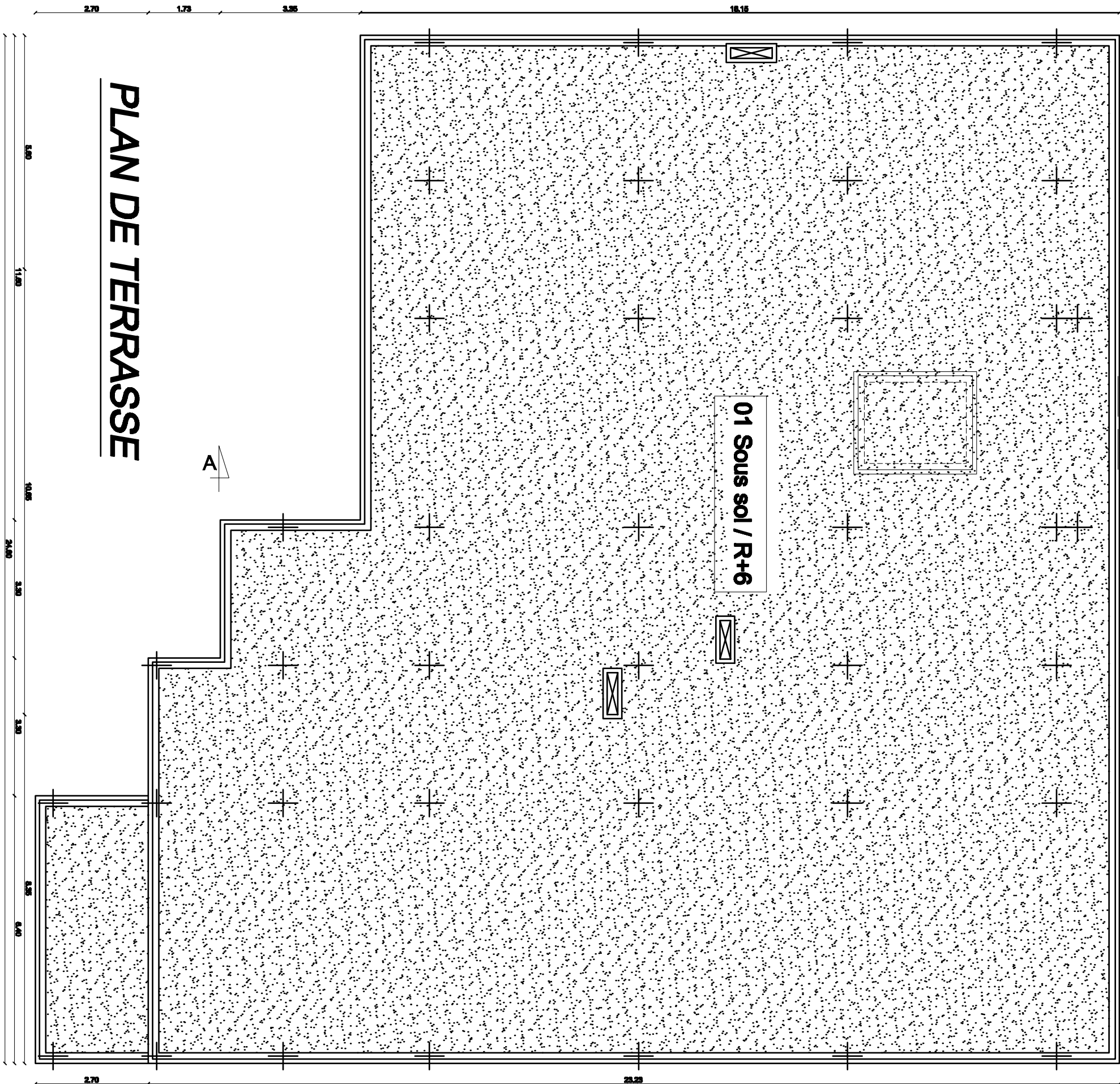


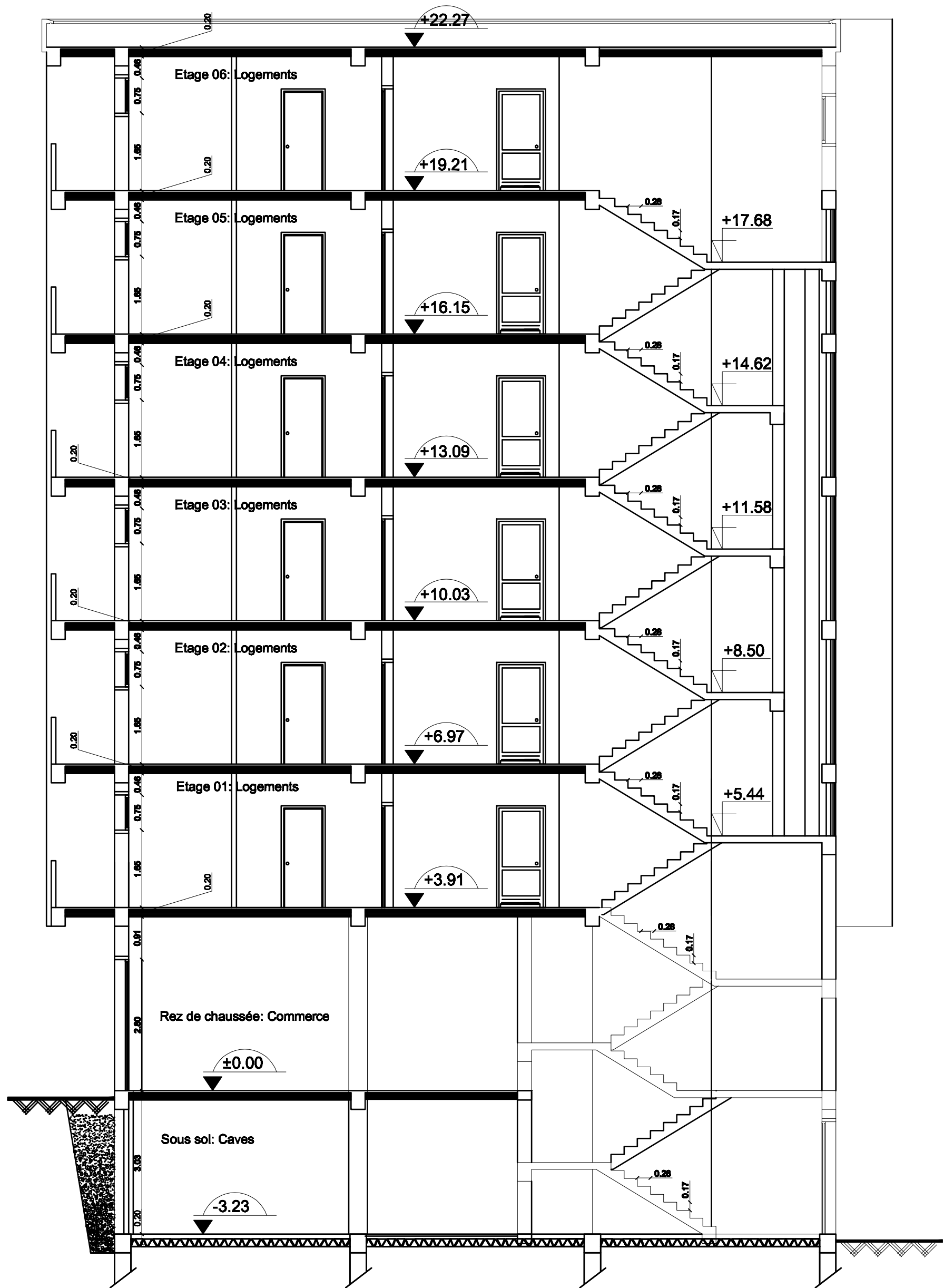
PLAN DE L'ETAGE COURANT

PLAN DE TERRASSE

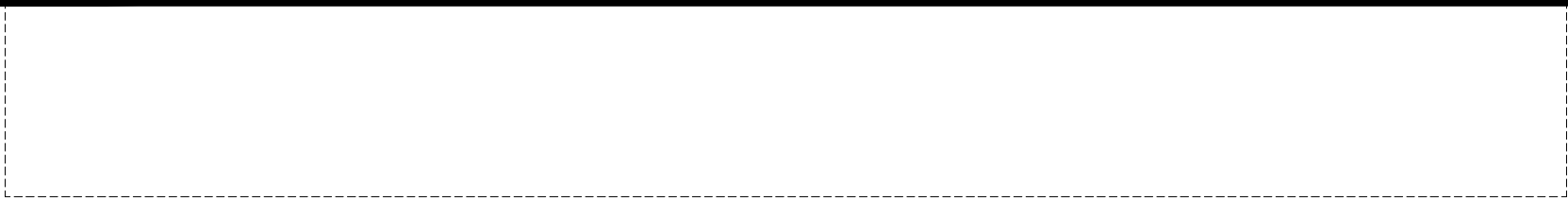
A

01 Sous sol / R+6





COUPE A-A



I.1 Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation et commerciale (**R+6+sous sol**), contreventement voiles porteurs, qui est implanté à **TIZI-OUZOU** : zone **IIa** classé selon le **RPA99** version **2003** comme étant une zone de moyenne sismicité.

Où la contrainte de sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 2,7 \text{ bar}$

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment a pour dimensions :

- La longueur totale du bâtiment : $L=25,93\text{m}$
- La largeur totale du bâtiment : $l=24,60\text{m}$
- La hauteur totale du bâtiment : $H_T=25,33\text{m}$
- La hauteur du R.D.C : $H_{\text{RDC}}=3,91\text{m}$
- La hauteur de l'étage courant : $H_E=3,06\text{m}$
- La hauteur de l'acrotère : $H_{\text{AC}}=0,60\text{m}$
- La hauteur de sous sol : $H_{\text{SS}}=3,06\text{m}$

I.3 Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1 L'ossature :

Il est composée de :

- portiques (poteaux-poutres).
- voiles en béton armé disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal.

I.3.2 Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et assurant deux fonctions principales:

a) Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

b) Fonction d'isolation :

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

I.3.3 L'acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,60 m de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.3.4 Escalier :

C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il constitué par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction.

On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

I.3.5 Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

I.3.6 Remplissage :

Les murs de façade seront réalisés en double cloison de 30cm d'épaisseur, réalisés en briques creuses de 15cm à l'extérieur et de 10cm à l'intérieur séparées par une lame d'air de 5cm.

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

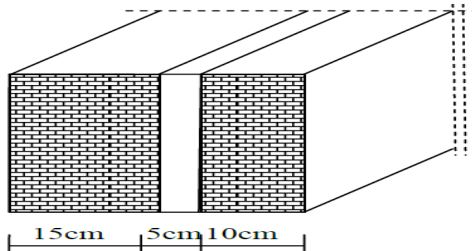


Figure I.1 : Mur en double cloison

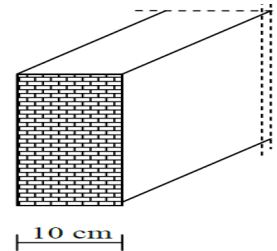


Figure I.2: Mur en simple cloison

I.3.7 Revêtement :

Ils sont réalisés en :

- enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- mortier de ciment pour les murs de façades.
- mortier de pose.

I.3.8 Les voiles de contreventements :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulés sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitations transmises par les planchers ainsi que les charges sismiques.

I.3.9 les balcons :

Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

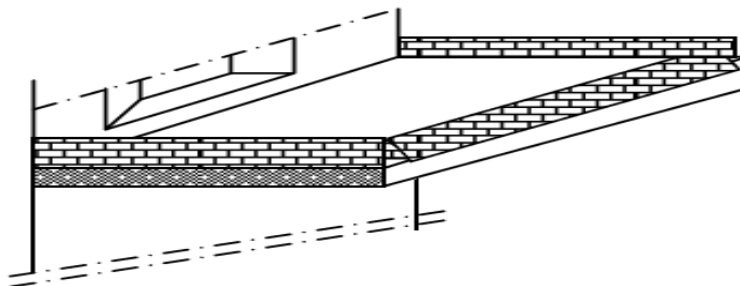


Figure I.3 : Vue d'un balcon

I.3.10 Les fondations :

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

On distingue trois types de fondations : **superficielles, profondes et semi profondes**

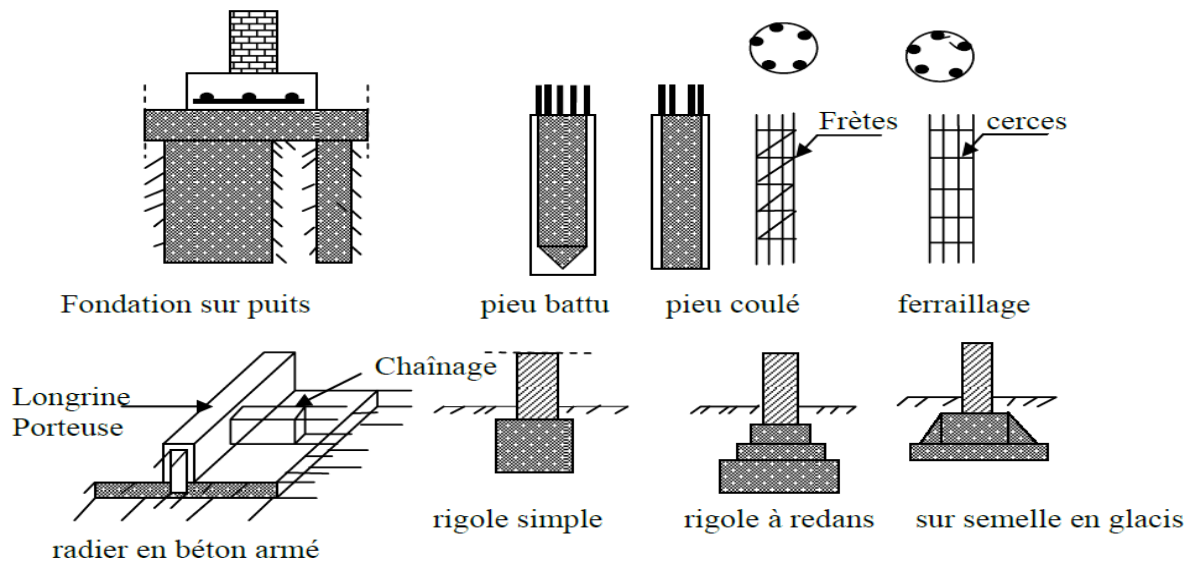


Figure I.4 : Les coupes sur les fondations

I.3.11 Mur de soutènement :

C'est un ouvrage en béton armé, il sera calculé pour résister à la poussée des terres.

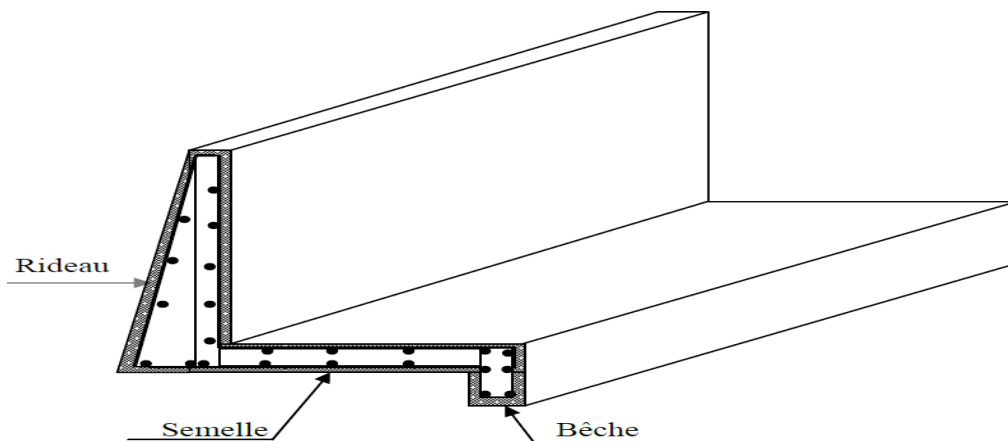


Figure I.5 : Schéma d'un mur de soutènement

❖ les principales forces :

- Poids propre de l'ouvrage.
- Charges transmises par le sol (butée et la poussée).
- Surcharges appliquées sur le sol.
- Réaction de sol de fondation.

❖ stabilité de mur de soutènement :

On doit effectuer les différentes vérifications :

- Vérification de la stabilité interne.
- Vérification au renversement.
- Vérification au glissement.
- Vérification de la résistance du sol de fondation.

I.3.12 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

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

I.4 : Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements :

- **BAEL91 modifié 99** (béton armé aux états limites).
- **RPA99 modifié 2003** (règlement parasismique algérien).
- **DTR** (document technique réglementaire).

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1 Béton

Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction des matériaux utilisés.

- Ciment : CPA 325 (ciment portland artificiel 325) avec un dosage de 350Kg/m³.
- Granulats : à partir des essais au laboratoire on fixe la granulométrie entrant dans la composition du béton.
- Eau : les caractéristiques de l'eau de gâchage pour la réalisation du béton sont définies par les normes. L'eau doit être propre, c'est-à-dire ne pas contenir de matières en suspension.

a- Résistance caractéristique à la compression du béton

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours de durcissement qui est 25 MPa, Notée : $f_{c28} = 25$ [MPa]

b- Résistance caractéristique à la traction du béton

La résistance à la traction du béton à j jour, noté f_{tj} , est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 25$ [MPa] on aura $f_{t28} = 2,1$ [MPa]

C- Contraintes limites :

Contrainte limite ultime à la compression, notée : $f_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Avec :

f_{bc} : Contrainte de béton à la compression à 28 jours.

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est >24 heures

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1heure

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ situation courante $\rightarrow f_{bc} = 14,2$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 18,5$ MPa

- Contrainte limite de service à la compression, notée $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Au 28^{eme} jours $\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

- Contrainte limite de cisaillement, notée τ_u :

Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25$ MPa

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min(0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5$ MPa

d- Module de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

Pour une charge d'une durée d'application < 24 h,

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

À j = 28 jours $\longrightarrow E_{i28} = 326164,2$ MPa

- Module de déformation différée :

Pour une longue durée d'application de charge

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

À j = 28 jours $\longrightarrow E_{v28} = 10818,86$ MPa

e- Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale, notée G, est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de young.

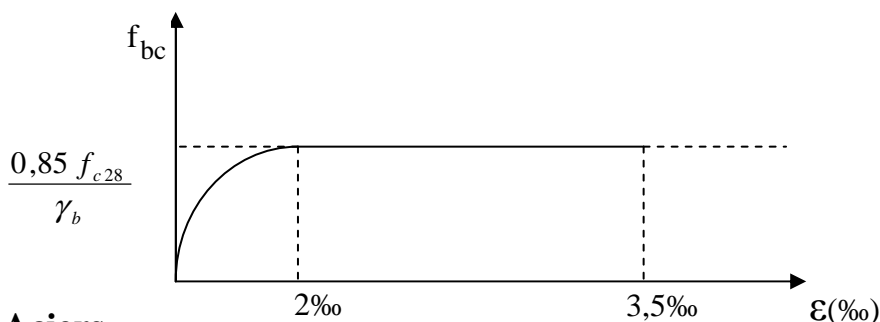
γ : Coefficient de poisson.

Selon l'article « A.2.1, 3 /BAEL91 », le coefficient de poisson est pris égal à :

$\gamma = 0$ à L'ELU

$\gamma = 0,2$ à L'ELS

f- Diagramme 'contraintes- déformations' du béton



I.5.2 Aciers

On utilise dans notre ferrailage deux types d'aciers :

- Acier doux rond lisse Fe E24

Fe : limite d'élasticité

Fe = 235 MPa

- Acier à haute adhérence de type Fe E40

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Ces aciers se distinguent par leurs nuances, leurs états de surface et leurs limites d'élasticité.

a- Module de déformation longitudinale

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

- Coefficient de poisson.

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = 0,3$$

- Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

b- Contraintes limites

- Contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ en situation durable.

- Contrainte limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'a soumise à aucune limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [f/2, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})]$

Avec :

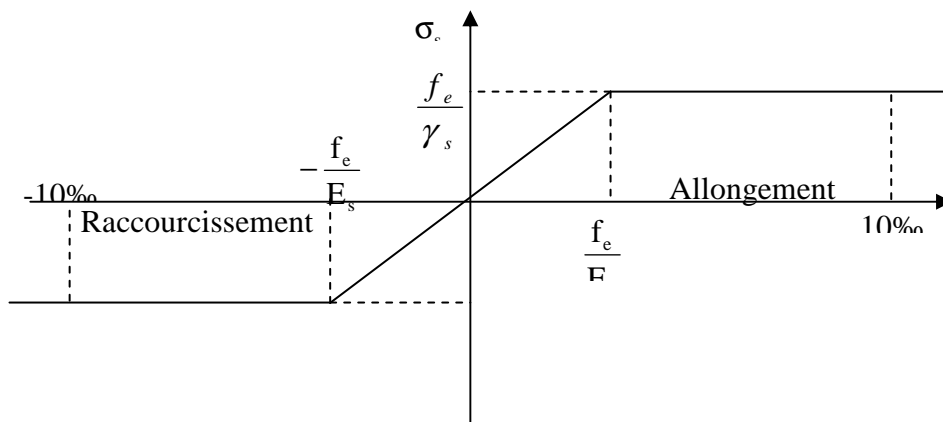
η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les aciers à haute adhérence $\varnothing < 6 \text{ mm}$.

c- Diagramme 'contraintes – déformations' des aciers :



d- Protection des armatures

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

- $C \geq 5$ cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux et canalisation).
- $C \geq 1$ cm pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

II. Pré dimensionnement des éléments :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

Les sollicitations sont de deux types :

- Les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres et poteaux sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- Les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dit contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux aux quels on ajoute des voiles.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions du **BAEL91** et celles du **RPA99** modifié **2003**.

II.1 Planchers à corps creux :

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

[BAEL91 modifiées 99/Art B.6.8.423]

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

Avec:

h_t : hauteur totale de plancher.

L : portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{500-30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20,88 \text{ cm.}$$

Donc :

On opte pour la hauteur : $h = 24 \text{ cm}$ On aura un plancher (20+4) ; L'épaisseur du corps creux est de 20 cm et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

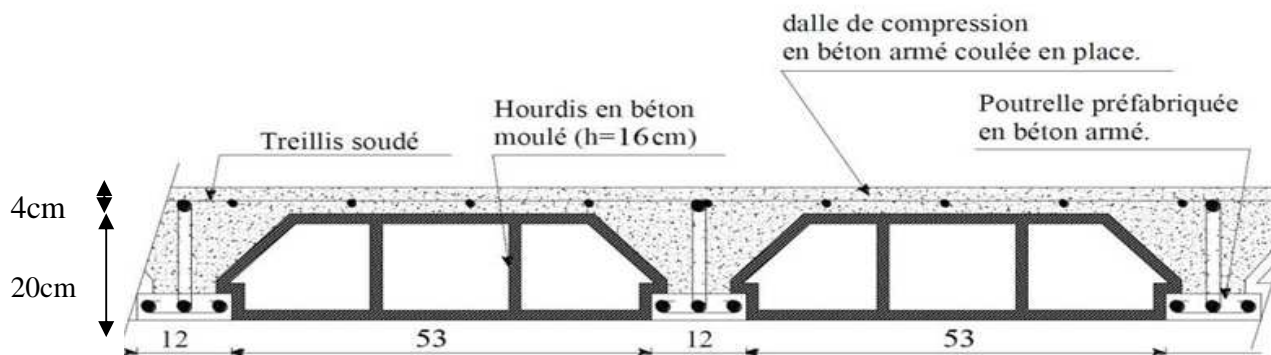


Figure II.1 : vue en coupe d'un plancher en corps creux (20+4) [cm].

II.2 Planchers en dalle pleine:

II.2.1) dalle pleine pour la salle machine :

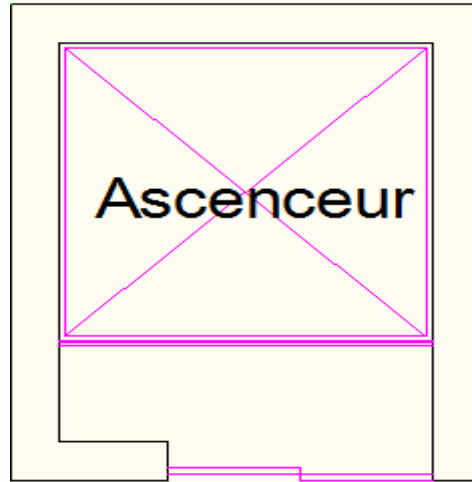


Figure II.2 : dalle pleine pour la salle machine.

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers, Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.3 les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles ont le rôle de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Le pré-dimensionnement d'une poutre isostatique (rectangulaire) et simplement appuyée s'effectue par les formules (**BAEL91**) empiriques suivantes :

- Hauteur $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ avec : L portée libre de la poutre.
- Largeur $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$.

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

b1 : largeur de poteau ;

II.3.1 les Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

•Hauteur de la poutre :

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

Avec :

h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas $L = 600 - 30 = 570$ cm

Donc :

$$\frac{570}{15} \leq h_t \leq \frac{570}{10} \longrightarrow 38 \leq h_t \leq 57$$

On opte comme hauteur totale $h_t = 40$ cm

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

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

On opte pour la largeur $b = 30$ cm.

II.3.2 Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

•Hauteur de la poutre :

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

Avec :

$$L = 500 - 30 = 470 \text{ cm.}$$

- Calcul de la hauteur :

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31 \leq h_t \leq 47 \text{ on prend } h_t = 35 \text{ cm.}$$

- Calcul de la largeur :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \text{ avec } (h_t = 35 \text{ cm})$$

$$0,4 (35) \leq b \leq 0,7 (35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 25 \text{ on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

II.3.3) vérification aux exigences du (RPA99-V03):

- Pour les poutres principales :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée .}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h_t / b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Pour les poutres secondaires :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée.

$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée.

$h_t / b = 1,16 < 4$vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales : **30×40 (cm²)**.
- Poutres secondaires : **30 ×35 (cm²)**.

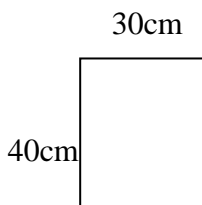


Fig. II-2 : Poutre principale

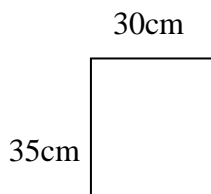


Fig. II-3 : poutre secondaire

II.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} ; \quad N_s = G + Q$$

Avec :

S : section transversale du poteau ;

N_s : effort normal de la compression à la base du poteau ;

σ_{bc} : contrainte limite à la compression du béton
donnée par :

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

a) Calcul de la surface revenant au poteau (B2):

$$S1 = 1,5 \times 2,35 = 3,53 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,35 \times 1,5 = 3,53 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,875 \times 2,35 = 6,76 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2,875 \times 2,35 = 6,76 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4 = 20,58 \text{ m}^2$$

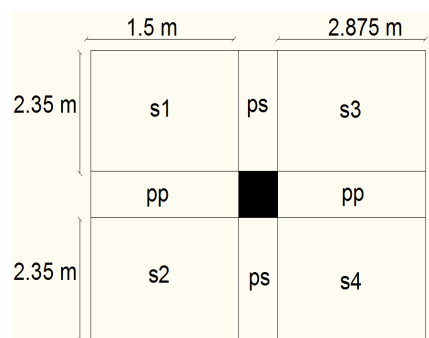


Fig II.4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

$$S_{\text{brute}} = 5 \times 4,675 = 23,375 \text{ m}^2$$

b) Calcul du poids propre des poutres :

- Les Poutres principales :

$$GPP = SPP \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m³

$$GPP = [0,30 \times 0,40 \times (6,00 - 0,30)] \times 25 = 17,10 \text{ KN}$$

- Les Poutres secondaires :

$$GPS = SPS \times \rho$$

$$GPS = [0,30 \times 0,35 \times (5,00 - 0,30)] \times 25 = 12,33 \text{ KN}$$

c) Poids des poteaux :

$$\text{Étage courant : } P = 3,06 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 6,88 \text{ kN}$$

$$\text{RDC : } P = 3,91 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 8,79 \text{ kN}$$

$$\text{Sous-sol : } P = 3,06 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 6,88 \text{ KN}$$

II.5 Les 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 charges horizontales.

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

- L'épaisseur :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$$h_e = h - e_p$$

Avec :

h: hauteur de l'étage

e_p : hauteur de plancher de l'étage courant

$$h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm.}$$

$$a = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = h_e / 20.$$

$$a \geq 286 / 20 = 14,25 \text{ cm.}$$

Pour le sous sols:

$$h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm.}$$

$$a = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = h_e / 20$$

$$a \geq 332 / 20 = 14,25 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 20 \text{ cm}$

- Vérification des exigences du RPA :

Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$$L_{\min} \geq 4a \text{ où } L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

$$L_{\min} = 1,8 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ Condition vérifiée}$$

II.6. Descente de charges :

II.1.1 Détermination des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

➤ Plancher terrasse :

N°	désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,05	22	1,10
4	Feuille de polyane	0,001	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (20+4)	0,21	14	2,94
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
total				5,53

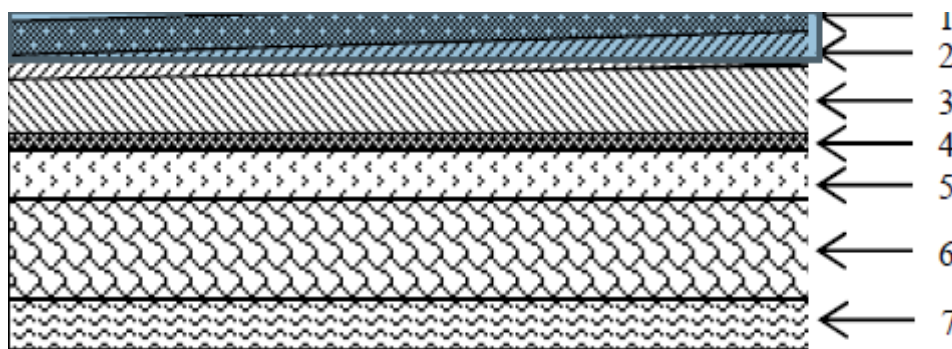


Fig II.5 : coupe verticale de plancher terrasse

➤ Plancher d'étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	22	0,44
4	Plancher en corps creux (16+5)	0,21	14	2,94
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons en briques creuses + enduit	10	0,09	0,9
total				5,32

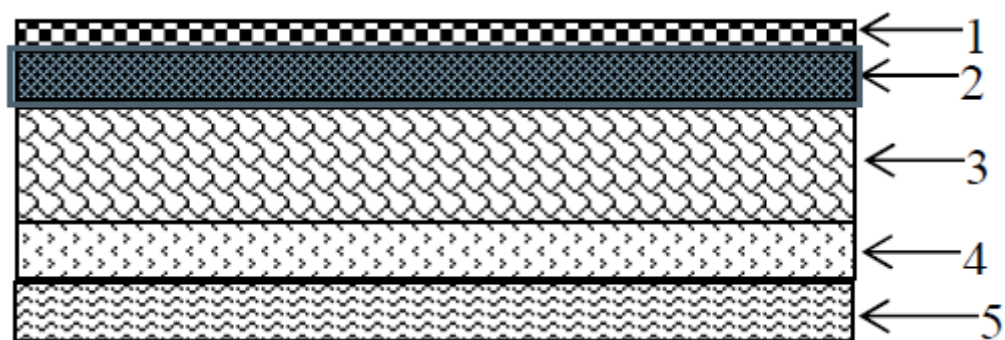


Fig II.6 : Coupe verticale d'un plancher d'étage courant

➤ **Maçonnerie :**

1- Mur extérieur :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuse	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
total				2,36

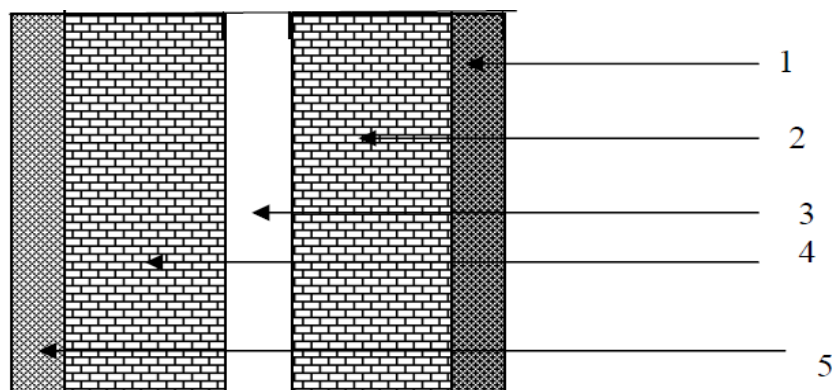


Fig II.7 : coupe verticale d'un mur extérieur

1- Murs intérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
total				1,30

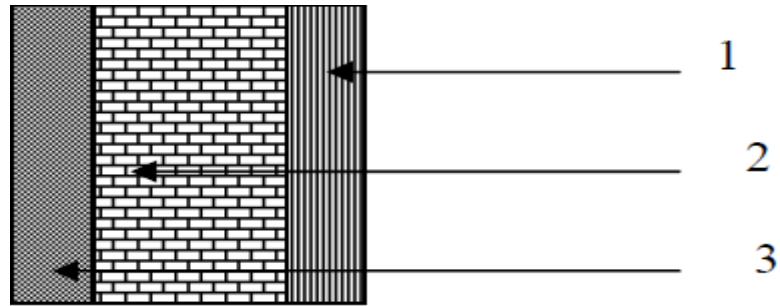


Fig II.8 : coupe verticale d'un mur intérieur.

➤ Dalle pleine :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revetement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de platre	0,02	10	0,2
total				5,11

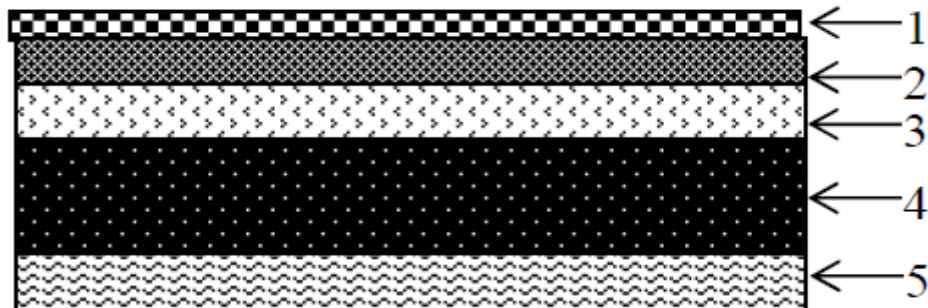


Fig II.9: coupe transversale de la dalle pleine

➤ L'acrotère :

• Poids propre :

$$G = \rho \times S \times 1m$$

Avec :

ρ : Masse volumique de béton

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

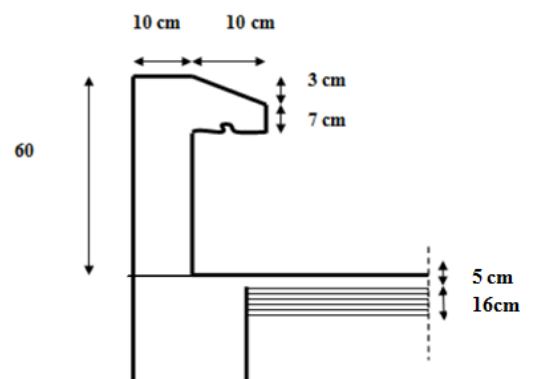


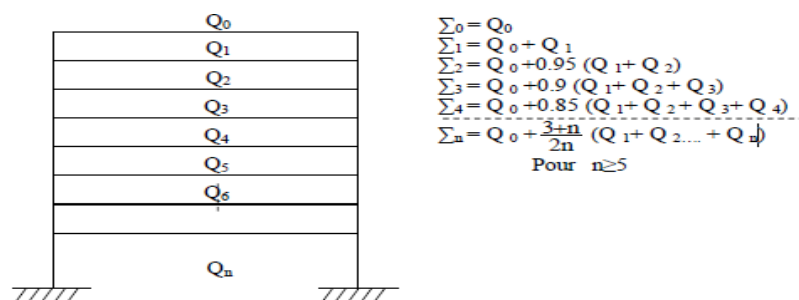
Fig II.10: coupe vertical de l'acrotère

❖ **Surcharge d'exploitation :**

Elément	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,0
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher de RDC à usage commerciale	2,5
Acrotère	1,0
Plancher sous sol	2,5
Escalier desservant de différents étages	2,5
Consol	3,5
Dalle pleine	1

- Plancher terrasse inaccessible : $1,00 \times 23,375 = 23,375 \text{ KN}$.
- Plancher d'étage courant a usage habitation : $1,5 \times 23,375 = 35,06 \text{ KN}$.
- Plancher de RDC à usage commerciale : $2,5 \times 23,375 = 58,44 \text{ KN}$
- Acrotère : $1 \times 23,375 = 23,375 \text{ KN}$.
- Plancher sous sol (cave) : $2,5 \times 23,375 = 58,44 \text{ KN}$.
- Escaliers desservants les différents étages: $2,5 \times 23,375 = 58,44 \text{ KN}$.

La loi de dégression des charges en fonction de nombre d'étages :



❖ **Coefficient de dégression de surcharges :**

niveau	terrasse	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687

Niveau 06 : $Q_0 = 23,375 \text{ KN}$.

Niveau 05 : $Q_1 = 23,375 + 35,06 = 58,44 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_2 = 23,375 + 0,95 (2 \times 35,06) = 89,99 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_3 = 23,375 + 0,90 (3 \times 35,06) = 118,04 \text{ KN}$.

Niveau 02 : $Q_4 = 23,375 + 0,85 (4 \times 35,06) = 142,58 \text{ KN}$.

Niveau 01 : $Q_5 = 23,375 + 0,80 (5 \times 35,06) = 163,62 \text{ KN}$.

RDC: $Q_{RDC} = 23,375 + 0,75 (5 \times 35,06 + 58,44) = 198,68 \text{ KN}$.

Niveau SS: $Q7 = 23,375 + 0,714 (5 \times 35,06 + 58,44 + 58,44) = 231,19 \text{KN}$.

✓ **Poids du plancher :**

a) Poids du plancher terrasse :

$$G = 5,53 \times 23,375 = 129,26 \text{KN}$$

b) Poids du plancher d'étage courant ; RDC ; Sous Sols :

$$G = 5,32 \times 23,375 = 124,36 \text{KN}$$

II.7. récapitulation de la descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

Et	Charges permanentes (kn)					Charges d'exploitation (kn)		N=G _c +Q _c (kn)	$S \geq \frac{N}{\sigma b}$		Pour les poteaux circulaires
	Poids de plancher (kn)	Poids de poteau (kn)	Poids des poutres (kn)	G (kn)	G _{cumulée} (kn)	Q (kn)	Q _{cumulée} (kn)		$\frac{N}{\sigma b}$ (cm ²)	S (cm ²)	Ø (cm)
6	129,26	0,00	29,43	158,69	158,69	23,375	23,375	182,065	121,065	25x25	25
5	124,36	6,88	29,43	160,67	319,36	35,06	58,44	377,8	251,9	25x25	25
4	124,36	6,88	29,43	160,67	480,03	35,06	89,99	570,02	380	30x30	30
3	124,36	6,88	29,43	160,67	640,7	35,06	118,04	758,74	505,82	30x30	30
2	124,36	6,88	29,43	160,67	801,37	35,06	142,58	943,95	629,3	30x30	30
1	124,36	6,88	29,43	160,67	962,04	35,06	163,62	1125,66	750,44	30x30	30
RDC	124,36	8,79	29,43	162,58	1124,62	58,44	198,68	1323,30	882,20	35x35	35
SS	124,36	6,88	29,43	160,67	1285,29	58,44	231,19	1516,48	1010,98	35x35	35

II.8. Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA [Art7.4.1/ RPA 99.Version 2003]

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les décalages sont interdits

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b1, h1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b1/h1 < 4$

Conditions exigées par le RPA	Poteaux	Valeurs calculées	Vérifications
Min (b₁ ; h₁) ≥ 25 cm Min (b₁ ; h₁) ≥ h_e/20 1/4 < b₁/h₁ < 4	25x25 (étage 5 et 6)	Min (b ; h) = 25	✓
	30x30 (étage 1, 2, 3 et 4)	H _e /20 = 285 / 20 = 14,25	✓
	35x35 (sous sol)	b/h = 1	✓
	35x35 (RDC)	Min (b ; h) = 35	✓
		H _e /20 = 370/20 = 18,5	✓
		b/h = 1	

• **vérification au flambement : [Art B.8.3 ,31/BAEL 91 modifiée 99]**

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

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

Avec :

$$\begin{cases} i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ I_x = \frac{bh^3}{12} \quad I_y = \frac{hb^3}{12} \quad (\text{faible inertie}) \end{cases}$$

B : section du poteau (bxh) ;

λ : Élancement ;

l_f : Longueur de flambement égale à 0,7 l₀ (poteau encastéré- encastéré) ;

l₀ : Longueur libre du poteau ;

i : Rayon de giration ;

I : Moment d'inertie.

Donc :

$$\begin{cases} i = \sqrt{\frac{hb^3}{12bh}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \\ \lambda = \sqrt{12} \times 0,7 \times \frac{l_0}{b} \leq 50 \end{cases}$$

La condition de flambement s'applique sur le poteau le plus élancer, dans notre cas est :

Sous Sol et RDC

Pour le sous sol : (35×35) cm l₀=3,06m \implies $\lambda=21,20 < 50 \dots\dots$ **vérifiée**

Pour le RDC : (35×35) cm² l₀= 3,91m \implies $\lambda= 27,08 < 50 \dots\dots$ **vérifiée**

Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis la condition de non flambement.

Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des Surcharges d'exploitation.

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

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

III.1) 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.

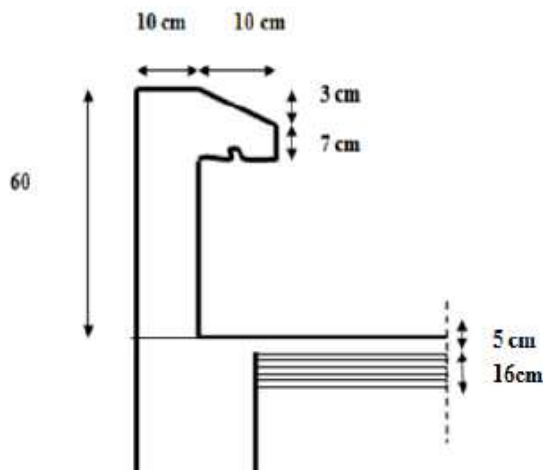


Fig. III.1.1 : coupe verticale de l'acrotère

III.1.1) Détermination des sollicitations :

III.1.1.a) Poids propre :

$$G = \rho \times S \times 1m$$

Avec :

ρ : Masse volumique de béton

S : section longitudinale de l'acrotère

A N:

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \times 25 \times 1 \text{ ml}$$
$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation: $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$.
- Moment de renversement dû à la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$

III.1.1.b) Diagramme des efforts :

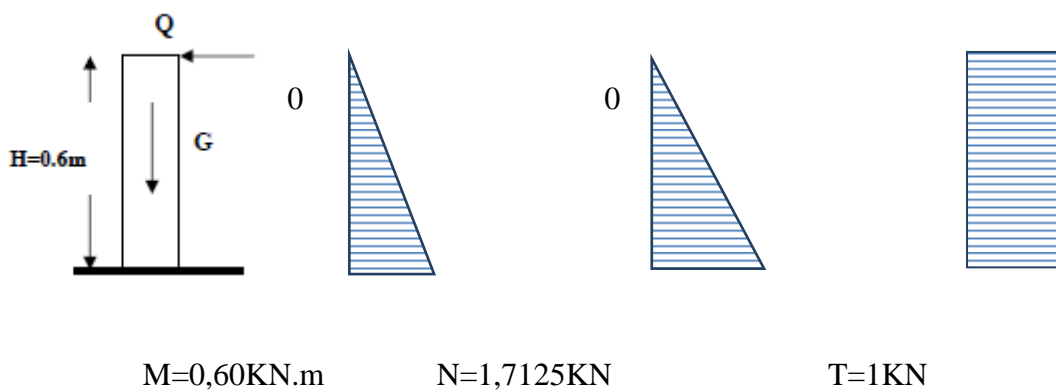


Diagramme des moments fléchissant, efforts tranchant et efforts normal

Fig. III.1.2 : schéma Statique de calcul de l'acrotère.

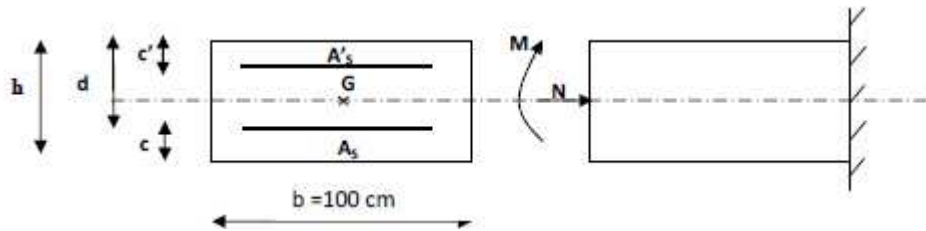
III.1.1.c) Combinaisons de Charge :

- **ELU :**
 $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$ (dû à G).
 $M_u = 1,5 M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN m}$ (dû à Q).
 $T_u = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN}$.
- **ELS :**
 $N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$.
 $M_s = M = 0,60 \text{ KN.m}$
 $T_s = T = 1 \text{ KN}$.

III.1.2) Ferrailage de l'acrotère :

III.1.2.a) 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).



➤ **Position du centre de pression :**

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

$$e_u = \frac{0,90}{2,312} = 0,389\text{m} = 39\text{cm}$$

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

$e_u > \frac{h}{2} - c \implies$ 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 dû à la compression

N_u : effort de compression

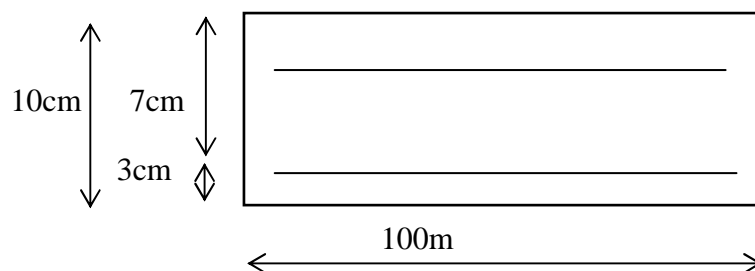
C_p : centre de pression

e_u : 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.1.2.b) Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2,312 \times \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,3\right)\right] = 0,948 \text{ N.m}$$

$$M_f = 0,948 \text{ N.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{0,948 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136$$

$\mu_b = 0,0136 < \mu_l = 0,392$; La section est simplement armée (SSA). Les armatures de compression ne sont pas nécessaires (Asc).

$$\mu_b = 0,0136 \longrightarrow \beta = 0,993$$

- Les armatures fictives (flexion simple) : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \longrightarrow \beta = 0,993$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{948}{0,93 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- Armature réelles flexion composée :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_U}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,39 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : } 6\text{HA}8 = 3,01 \text{ cm}^2$$

III.1.2.c) Vérifications:

C1) Vérification à l'ELU :

❖ 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 : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{F_{t28}}{F_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right] = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,7125} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$ la CNF n'est pas vérifiée, Alors on adopte la section minimale

$$A_s = A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section adopte } \Longrightarrow A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Longrightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte tangentielle

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 70} = 0,02 \text{ MPa} \Longrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \quad \Longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Ancrages des barres verticales :

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

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

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

Soit : Ls = 30cm.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}.$$

On adopte :

$$L_s = 32 \text{ cm}$$

❖ Vérification des espacements des barres :

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

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

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **15 cm** ; donc la condition est vérifiée

C2) Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.916$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,7125 \times 1000}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 55,28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6\text{mm}$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{266,6; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0,287 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,916 \quad \Longrightarrow \quad K = 44,52$$

$$\sigma_{bc} = \frac{55,28}{44,52} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

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

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : **A = 0,15 (Zone IIa, grouped'usage3).**

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, **C_p = 0,3**

W_p : poids de l'acrotère, **W_p = 1,7125 kN / ml.**

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,31 \text{ kN / ml} < Q = 1 \text{ kN / m}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ kN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On opte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01 cm² avec : St = 25 cm.**

Armatures de répartition : **4HA6/ml = 1,13 cm² avec : St = 15 cm**

III.2) Escaliers :

III.2.1) Définition :

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

III.2.2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig 3.5

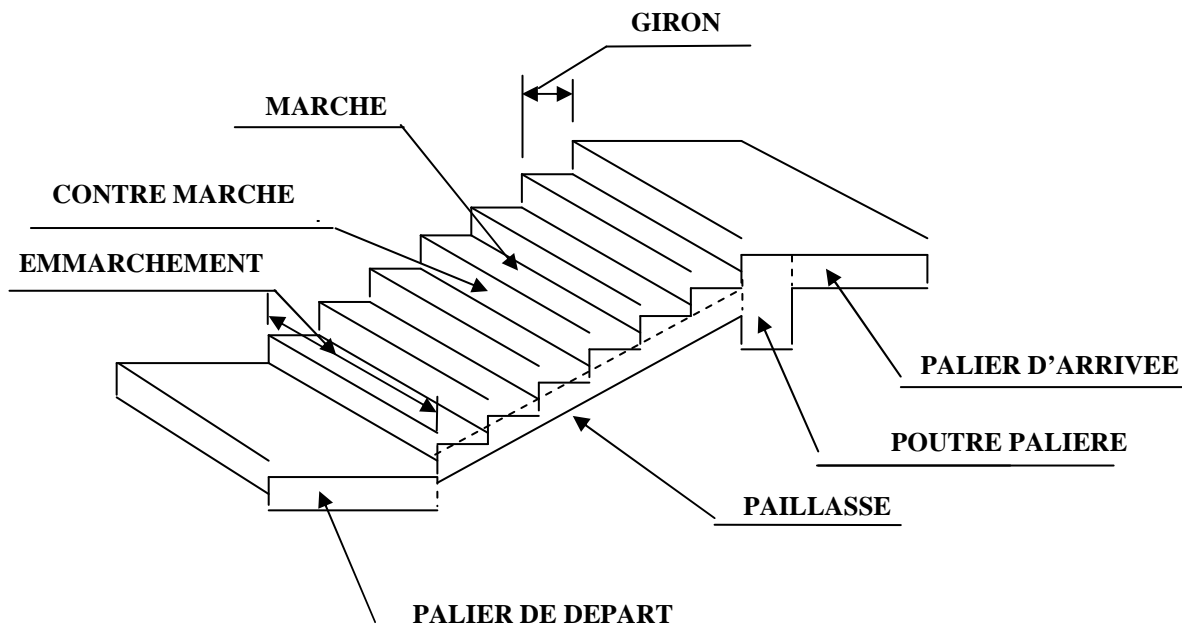


Fig.III.2.1 : Schéma statique de l'escalier

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

Remarque :

NB : Pour nos calculs, on prend la volée de RDC comme exemple d'une hauteur $H=1,53m$

III.2.3) Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

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

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

III.2.4) Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17$ cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

III.2.5) Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

III.2.6) Emmarchement: $E = 2,6$ m.

III.2.7) Étude de la volée de RDC :

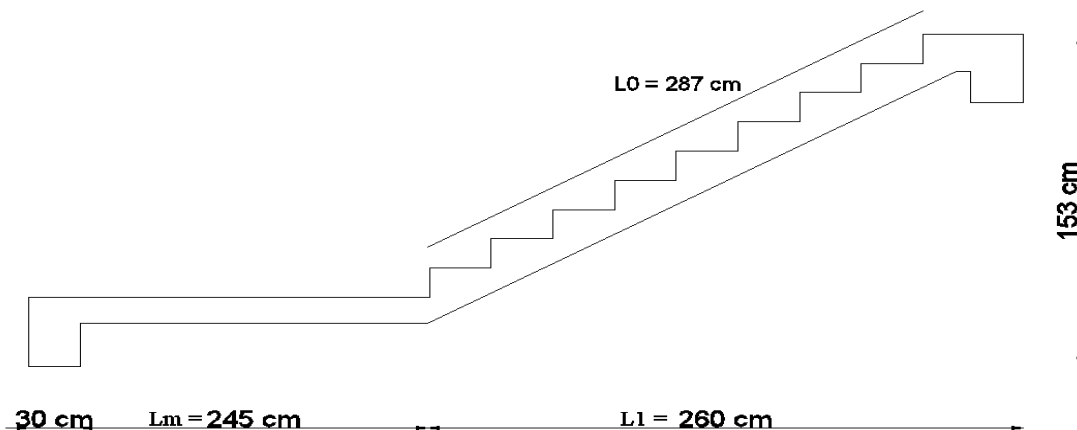


Fig.III.2.2: Coupe verticale de la volée de RDC.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

❖ Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq 28 + 2 \times 17 = 62 \leq 65 \text{ m} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée}$$

La profondeur du palier de repos $l_1 = 2,60$ m

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2,24$ m

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,607 \implies \alpha = 31,26^\circ$$

❖ **Calcul de la longueur de la volée :**

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2,45}{\cos 31,26^\circ} = 2,87 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 2,6 + 2,87 + 0,3 = 5,77 \text{ m}$$

❖ **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{5,77}{30} \leq e_p \leq \frac{5,77}{20}$$

$$19,23 \text{ cm} \leq e_p \leq 28,85 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$.

III.2.8) Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 0,30 + 2,40 + 2,60 = 5,35 \text{ m}$.

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

a) Détermination des sollicitations de calcul :

➤ **Charges permanentes :**

✓ **Poids de revêtement:**

élément	Poids (KN/ml)
Revêtement de carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose (2cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable (2cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
Enduit de ciment (2cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
Poids de garde Corp.	0,2
Total	$G_r = 1,77$

✓ **Palier :**

élément	Poids (KN/ml)
Poids propre de la dalle en béton	$25 \times 0,25 = 6,25$
Poids de revêtement	1,77
Total	8,02

Chapitre III

Calcul des éléments

✓ **La palliase :**

élément	Poids (KN/ml)
Poids propre de la palliase	$\frac{25 \times 0,25}{\cos 31,26} = 7,31$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids de revêtement	1,77
Total	11,205

➤ **Combinaison des charges et surcharges :**

1) État limite ultime : ELU

Palliase : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,205 + 1,5 \times 2,5 = 18,87 \text{ KN/ml}$

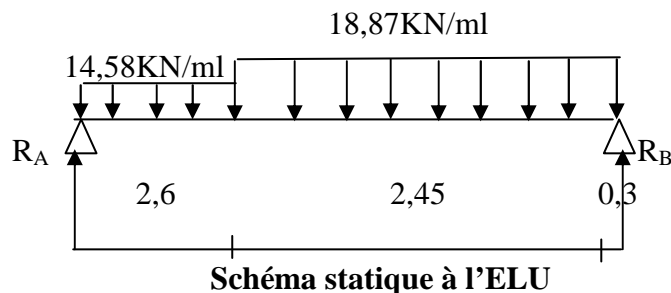
Palier : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8,02 + 1,5 \times 2,5 = 14,58 \text{ KN/ml}$

2) État limite de service : ELS

Palliase : $q_s = G + Q = 11,205 + 2,5 = 13,705 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_s = G + Q = 8,02 + 2,5 = 10,52 \text{ KN/ml}$

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



a) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 89,8 \text{ KN}$$

$$R_A (5,35) = 14,58 \times 2,6 \left(\frac{2,6}{2} + 2,75 \right) + 18,87 \times 2,45 \left(\frac{2,75}{2} \right)$$

$$R_A = 42,03 \text{ KN.}$$

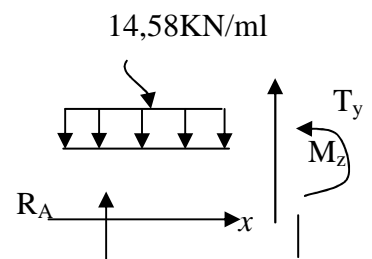
$$R_B = 47,76 \text{ KN.}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,6 \text{ m}$:

$$T_y = 14,58x - 42,03 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -42,03 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -4,12 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,6 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -14,58 \frac{x^2}{2} + 42,03x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 60 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,6 \text{ m} \end{cases}$$

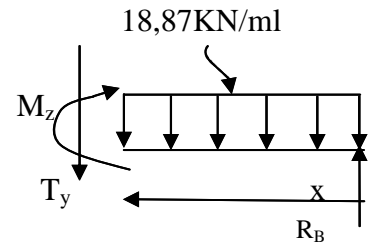


Chapitre III

Calcul des éléments

➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2,75\text{m}$:

$$T_y = -18,87x + 47,76 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 47,76\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -4,13\text{KN} & \text{pour } x = 2,75\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -18,87 \frac{x^2}{2} + 47,76x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 60\text{KN.m} & \text{pour } x = 2,75\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -18,87x + 47,76 = 0 \Rightarrow x = 2,53\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,53\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -18,87 \frac{(2,53)^2}{2} + 47,76(2,53)$$

$$M_z^{max} = 60,61\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\begin{aligned} - \text{Aux appuis :} & \quad M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -18,18\text{KN.m} \\ - \text{en travées :} & \quad M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 51,52\text{KN.m} \end{aligned}$$

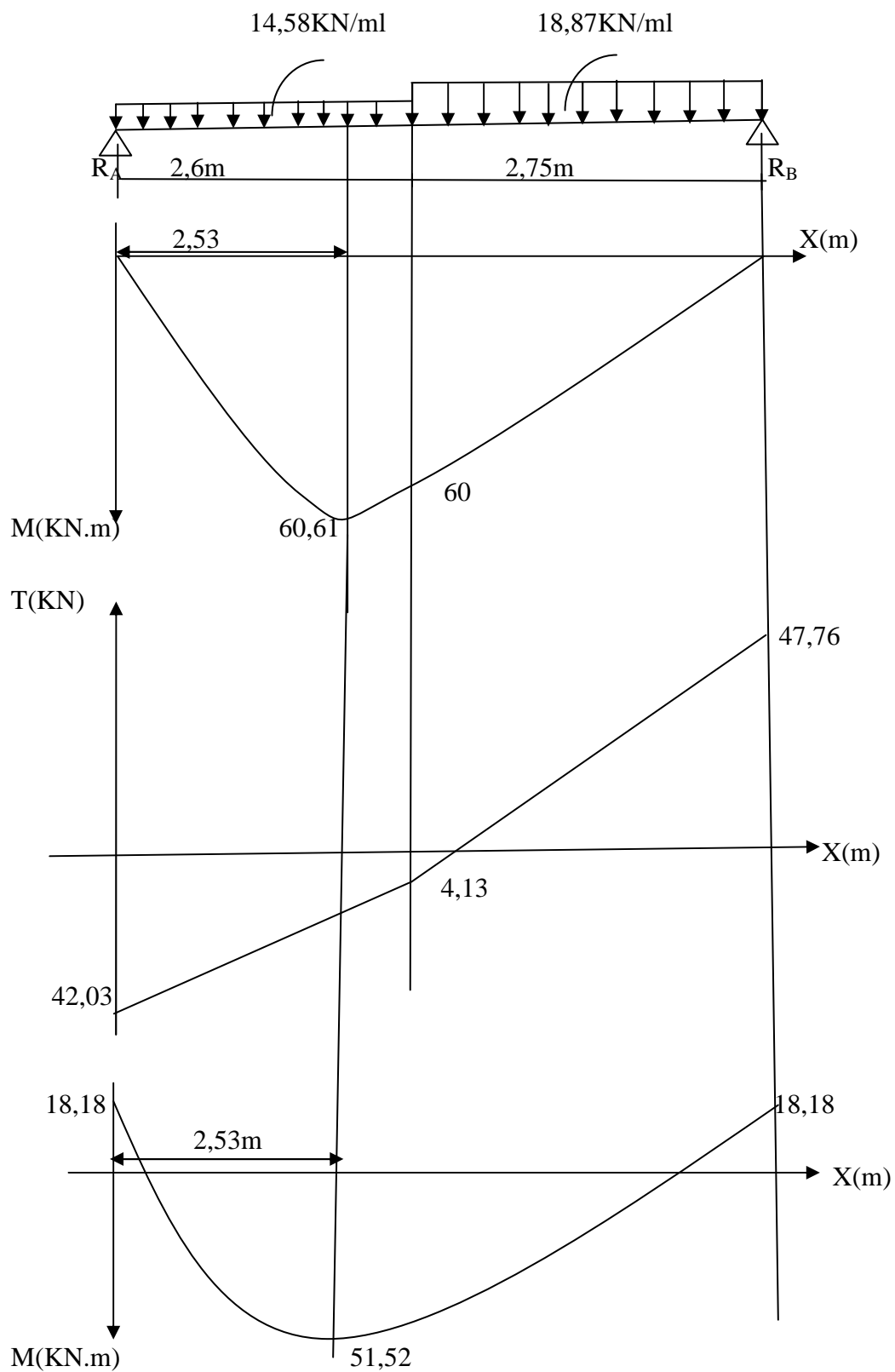


Fig.III.2.3: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

c) Calcul des armatures :

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

- Aux appuis :

$$M_u = 18,18 \text{ KN.m}$$

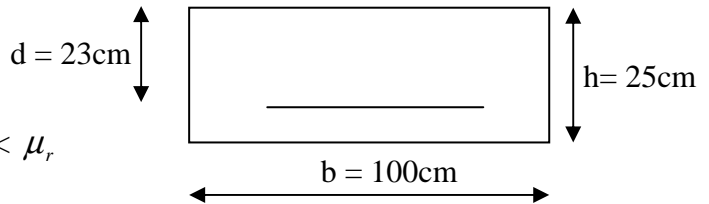
➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,18 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_r$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{18,18 \times 1000}{0,988 \times 23 \times 348} = 2,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 ($A_a = 4,71 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.



- En travées :

$$M_t = 51,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{51,52 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_r = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{51,52 \times 1000}{0,965 \times 23 \times 348} = 6,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12/ml ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ($A_{rt} = 3,14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.8.1) Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$ **La condition vérifiée**

❖ **Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

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

➤ **Armatures de répartition :**

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

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

$$T_{u \max} = 47,76\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{47,76 \times 1000}{1000 \times 230} = 0,207\text{MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0,189\text{MPa} < 3,33\text{MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{47,76 \times 1000}{348 \times 100} = 1,37\text{cm}^2$$

$$A_a = 4,52\text{cm}^2 > 1,37\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,76 \times 1000}{0,9 \times 230 \times 150,7} = 1,53\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,53\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

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

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 20 \text{ cm}$$

III.2.9) Calcul à l'état limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = 13,705 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 10,52 \text{ KN/ml}$$

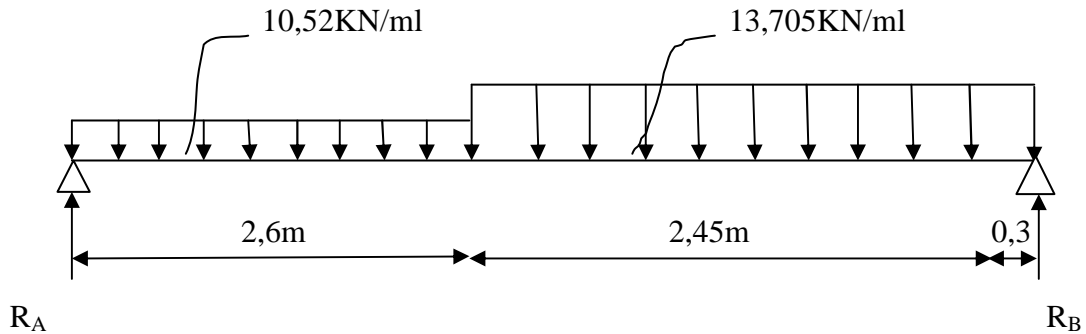


Fig.III.2.4: Schéma statique à l'ELS

a- Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 65,04 \text{ KN}$$

$$R_A = 30,39 \text{ KN}$$

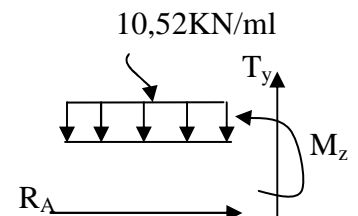
$$R_B = 34,64 \text{ KN}$$

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,6 \text{ m}$:

$$T_y = 10,52x - 30,39 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -30,39 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -3,04 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,6 \text{ m} \end{cases}$$

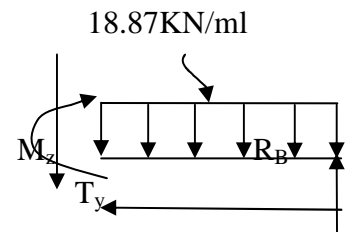
$$M_z = -10,52 \frac{x^2}{2} + 30,39x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 4,45 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,6 \text{ m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,75 \text{ m}$:

$$T_y = -13,705x + 34,64 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 34,64 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -3,05 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -13,705 \frac{x^2}{2} + 34,64x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = -43,43 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,75 \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -13,705x + 34,64 = 0 \Rightarrow x = 2,53 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : 2,53m

D'où :

$$M_s^{\max} = -13,705 \times \frac{2,53^2}{2} + 34,64 \times 2,53 \Rightarrow M_s^{\max} = 43,77 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0,3M_s^{\max} = -13,13 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_s^t = 0,85M_s^{\max} = 37,2 \text{ KN.m}$

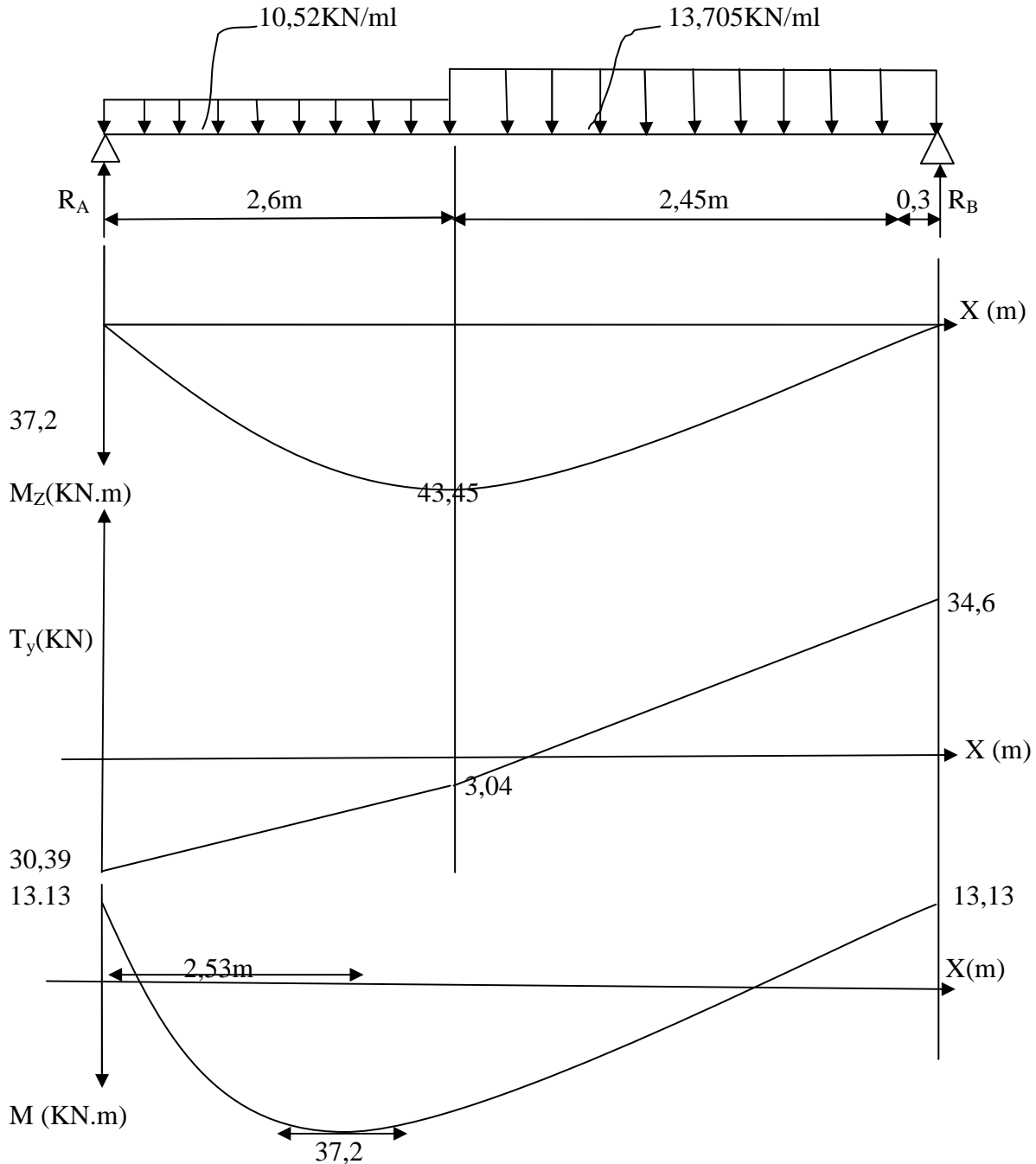


Fig.III.2.5: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

III.2.9.1) Vérification à l'ELS :

➤ Ferrailage :

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

a-Armatures longitudinales :

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,13 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \longrightarrow \beta_1 = 0,820$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,13 \times 1000}{0,820 \times 23 \times 348} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 4,71 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{lt} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37 \times 2 \times 1000}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,0495 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,757$$

$$A_{st} = \frac{37,2 \times 1000}{0,757 \times 23 \times 348} = 6,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 6,78 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

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

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

• En travées : $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 23} = 0,294$$

$$\rho_1 = 0,294 \Rightarrow \beta_1 = 0,914 \Rightarrow k_1 = 43,14$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43,14} = 0,023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{37,2 \times 10^3}{6,78 \times 0,914 \times 23} = 260,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,023 \times 260,99 = 6,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Aux appuis : $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 23} = 0,198$$

$$\rho_1 = 0,198 \Rightarrow \beta_1 = 0,928 \text{ et } \Rightarrow K = \frac{1}{54,44} = 0,0183$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{13,13 \times 10^3}{4,52 \times 0,928 \times 23} = 136,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0183 \times 136,10 = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c- Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,25}{5,35} = 0,046 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,25}{5,35} = 0,046 < \frac{37,2}{10 \times 43,77} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

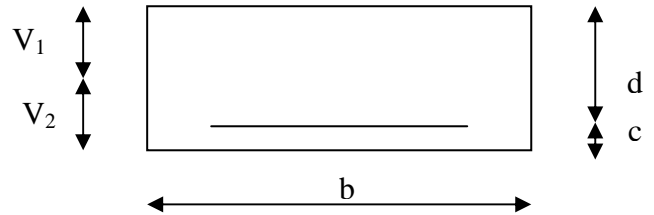
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,00294 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4100}{500} = 8,2 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15 \times A_t} = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 23}{100 \times 25 + 15 \times 6,78} = 12,91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,91 = 12,09 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(\overline{12,91}^3 + \overline{12,09}^3 \right) + 15 \times 6,78 (12,09 - 2)^2$$

$$I_0 = 140982,46 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 16} = 0,00294$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times b_0 / b) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00294} = 2,86$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00294 \times 260,99 + 2,1} \right\} = 0,29$$

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

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 140942}{1 + 0,29 \times 2,86}$$

$$I_{fi} = 84747,02 \text{ cm}^4$$

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

$$f = \frac{37,2 \times 10^6 \times 5050^2}{10 \times 32164195 \times 84747,02 \times 10^4} = 3,48 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 10,1 \text{ mm}$ \Longrightarrow **condition vérifiée.**

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

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

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

III.3) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 4,65m (entre nu d'appuis).

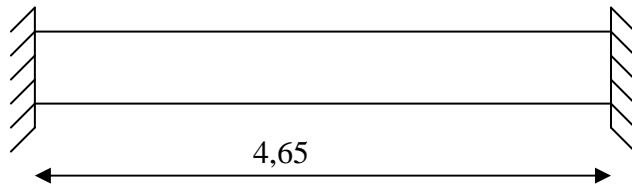


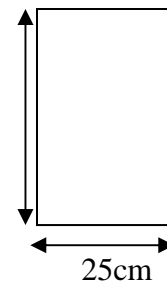
Fig III.3.1 : Schéma de la poutre palière

III.3.1) Pré dimensionnement

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$
$$\frac{465}{15} \leq h_t \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31\text{cm} \leq h_t \leq 46.5\text{cm}$$

40cm



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

FigIII.3.2 : Section de la poutre palière

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{25} = 1,6 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$

III.3.2) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,4 = 2,5 \text{ KN/ml}$
- poids du mur $G_M = 2,36 \times 1 = 2,36 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 42,03\text{KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 30,39 \text{ KN}$

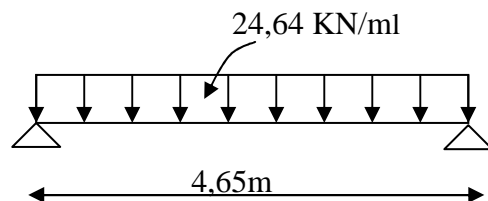
III.3.3) Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1,35G + R_u$$
$$q_u = 1,35 \times (2,5 + 2,36) + \frac{2 \times 42,03}{4,65} = 24,64 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{24,64 \times 4,65^2}{8} = 66,60 \text{ KN.m}$$



Effort tranchant :

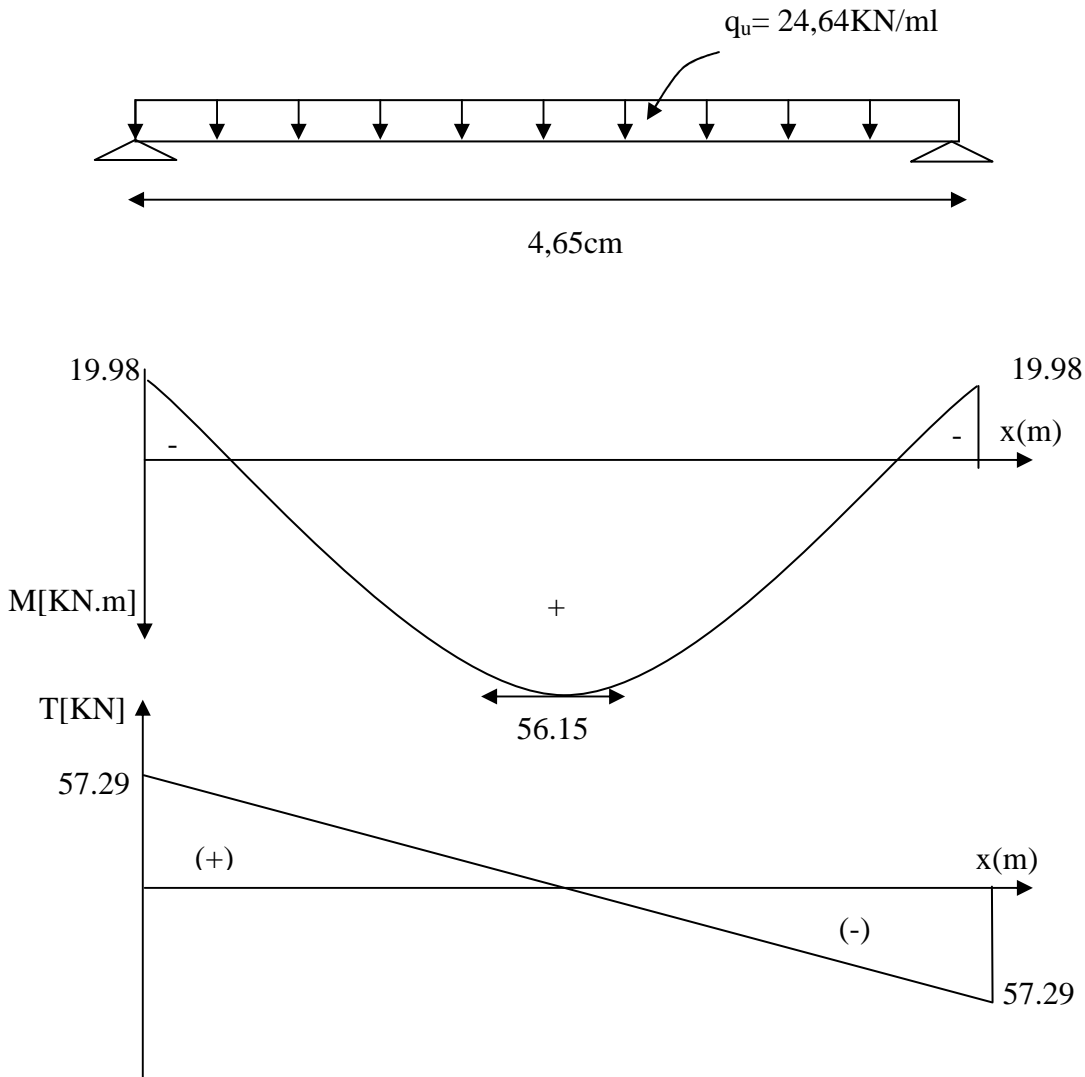
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{24,64 \times 4,65}{2} = 57,29 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0,3M_u = -19,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85M_u = 56,15 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort



FigIII.3.3 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c) Ferrailage :

$h = 40 \text{ cm}$; $d = 38 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

En travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{56,15 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,11$$

$$\mu_t = 0,11 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{56,15 \times 10^3}{0,942 \times 38 \times 348} = 4,51 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19,98 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta_1 = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{19,98 \times 10^3}{0,981 \times 38 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2$$

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

III.3.4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{57,29 \times 10^3}{250 \times 380} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

❖ **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(57,29 \times 10^3 + \frac{19,98 \times 10^6}{0,9 \times 380} \right) = 3,32 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 3,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_{u\max} \leq 0,4 b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 b \times 0,9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 380 \times \frac{25}{1,5} = 570 \text{ KN} > T_u = 57,29 \text{ KN}$$

⇒ La Condition est vérifiée

d) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0,9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\tau_u = \frac{57.29 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 1,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

e) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 11,4 ; 25 \} = 11,4 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA10 $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

f) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{3,14}{0,003 \times 25} = 41,86 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 10 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

g) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 50,30 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

III.3.5) Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2,5 + 2,36 + \frac{2 \times 42,03}{4,65} = 22,93 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22,93 \times 4,65^2}{8} = 61,98 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22,93 \times 4,65}{2} = 53,31 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -18,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 52,68 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 38} = 0,360$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow \alpha_1 = 0,279 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,279}{15(1-0,279)} = 0,026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \beta} = \frac{18,59 \times 10^6}{339 \times 0,907 \times 380} = 159,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,026 \times 159,11 = 4,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 38} = 0,486$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,895 \Rightarrow \alpha_1 = 0,315 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,315}{15(1-0,315)} = 0,030$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{52,68 \times 10^6}{462 \times 0,895 \times 380} = 335,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,030 \times 335,27 = 10,12$$

$$\sigma_{bc} = 10,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III.3.6) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,40}{4,65} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,40}{4,65} = 0,086 > \frac{52,68}{10 \times 61,98} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{38 \times 25} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.4. Calcul des planchers en corps creux:

III.4.1.Introduction :

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (20+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.4.2. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).

❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 3 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

▪ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures \perp aux poutrelles :

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

Avec :

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

▪ A.N :

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

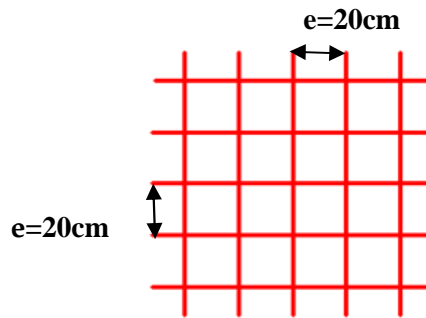
On adoptera **5T6/ML** = 1,17 cm^2 / ml.

b) Armatures // aux poutrelles :

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

▪ A.N : $A_{\parallel} = \frac{1,17}{2} = 0,58$

On adoptera **5T6/ML** = 1,17 cm^2 /ml avec espacement de 20cm



Conclusion : On optera pour un treillis soudé **TLE 520 (6x200x6x200)**

III.4.3. calcul des Poutrelles :

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 5) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier estimée à 1 KN/ml . L'objet de calcul de la poutrelle avant coulage, c'est de déterminer si la poutrelle isostatique peut se suffire à elle-même, dans le cas contraire il faudrait prévoir des étais intermédiaire pour la comporter, ces étais serviront d'appuis intermédiaires avant coulage.

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,05 \times 25 \dots\dots\dots 0,15 \text{ KN/ml}$,
- Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 \dots\dots\dots 0,62 \text{ KN/ml}$,
- Surcharge due à l'ouvrier : $\dots\dots\dots 1,00 \text{ KN/ml}$.

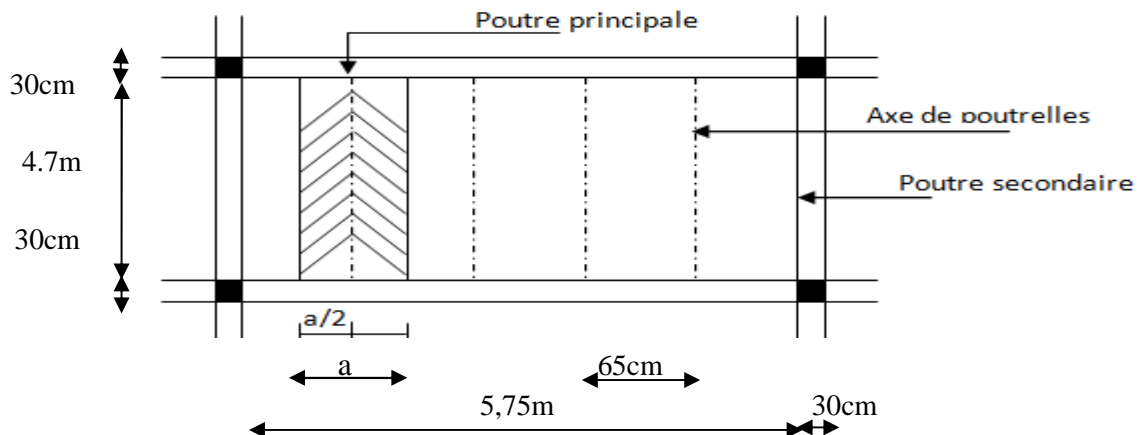
Charge permanente : **$G = 0,77 \text{ KN/ML}$**

Charge d'exploitation : **$Q = 1 \text{ KN/ML}$**

Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus longue

On considérant la fissuration comme étant non préjudiciable



FigIII.4.1 : Surface revenant aux poutrelles

Chapitre III

Calcul des éléments

▪ Charge à ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 2,54 \text{ KN/ML}$$

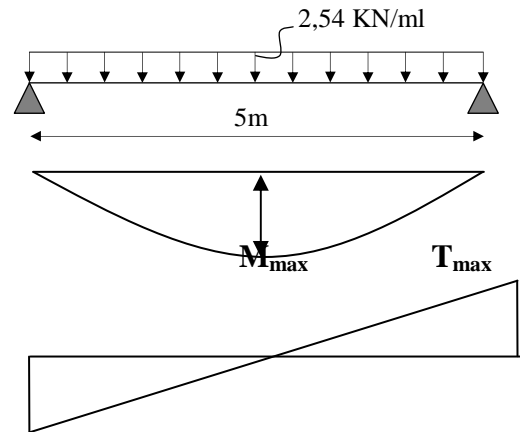
▪ Moment max:

$$M_U = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,54 \times 5^2}{8} = 7,94 \text{ KN.ML}$$

▪ Effort tranchant max :

$$T_U = ql/2 = \frac{2,54 \times 5}{2} = 6,35 \text{ KN}$$

▪ Section d'armatures:



Soit l'enrobage $c = 3 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{7,94 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 0,143 < \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 5 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

▪ Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires :

Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

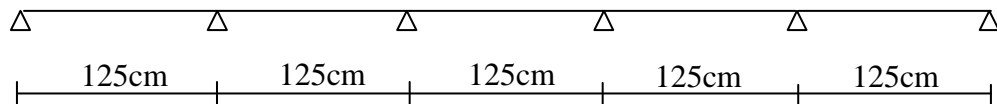
$$M_L = \mu_L \times b_0 \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 180^2 \times 14,2 = 21,64 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 21,64}{4}} = 6,58 \text{ m}$$

▪ Conclusion :

- Pour les travées de 5m, nous disposerons de 4pieds droits.



b) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

Pois du plancher : $G = 5,32 \times 0,65 = 3,458 \text{ KN/ ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison de charges :

▪ **A L'E.L.U :**

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,35G + 1,5Q \\ &= 1,35 \times 3,458 + 1,5 \times 0,975 = 6,13 \text{ KN/ml} \\ Q_u &= 6,13 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

▪ **A L'E.L.S:**

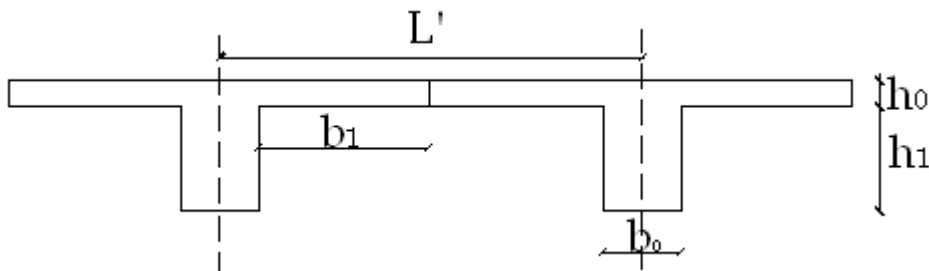
$$\begin{aligned} Q_s &= G + Q \\ &= 3,458 + 0,975 = 4,43 \text{ KN/ml} \\ Q_s &= 4,44 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

III.4.4. Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)

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

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

A.N: $b_1 = \text{Min} \left(\frac{470}{10} ; \frac{65-12}{2} \right)$; **Donc** $b_1 = 26,5 \text{ cm}$



Avec :

- L :** Longueur libre entre nus d'appuis (470 cm).
- L' :** Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).
- b₀ :** Largeur de la poutrelle (12cm).
- h₀ :** Epaisseur de la dalle de compression. (5cm).
- h₁ :** Epaisseur du corps creux (16cm).
- b₁ :** Largeur de l'hourdis (26.5cm).

III.4.4a) Calcul des efforts internes :

❖ **Calcul des moments :**

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

▪ **Méthode forfaitaire :**

Chapitre III

Calcul des éléments

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

▪ **Domaine d'application :**

H₁ : La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M^2 . **$Q \leq (2G, 5 \text{ KN})$**

$$Q = 1,5 \text{ KN/M}^2$$

$$2G = 2 \times 5,32 = 10,64$$

• **Combinaison des charges :**

A L'ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) = 6,13 \text{ KN/ml}$.

A L'ELS : $q_s = G + Q = 4,44 \text{ KN/ml}$.

▪ **Choix de la méthode de calcul :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- $Q_B \leq \max (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

On a : $Q_B = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5,32 \text{ KN/m}^2$

$Q_B = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$ **(condition vérifiée).**

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

$I_i = I_{i+1}$ **(condition vérifiée).**

3- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(Condition vérifiée).**

4- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

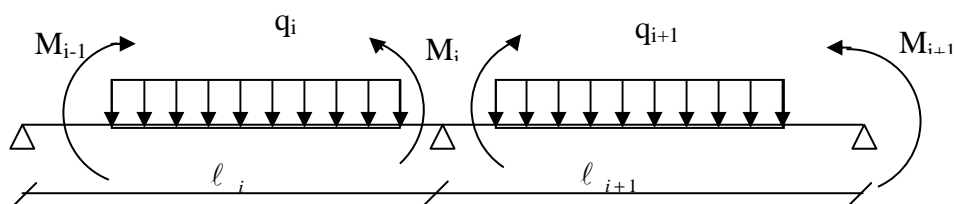
On a $\frac{5}{3,5} = 1,4 > 1,25$ **(condition non vérifiée)**

Conclusion : Les conditions ne sont pas vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremements aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



Chapitre III

Calcul des éléments

a) Moments aux appuis :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

b) Moments en travée :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

▪ Remarque :

À cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes pour les moments aux appuis

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

❖ Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante

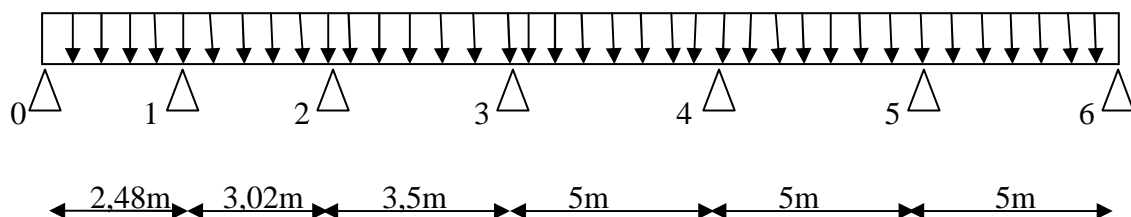
$$V(x) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

▪ Remarque :

Les planchers ont des surcharges différentes mais on a choisi d'effectuer les calculs sur l'étage courant ($Q=1,5\text{KN/m}^2$)

III.4.3) Calcul à l'ELU :

$$Q_u = 6,13\text{KN/ml}$$



Chapitre III

Calcul des éléments

FigIII.4.2 : Schéma statique de la poutrelle

$Q_u = 6,13 \text{ Kn/m}$

$$M_{i-1} \ell_i + 2M_i (\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1} \ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i \ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

Appuis 0 :

$$0 + 2M_0 (0 + 2,48) + 2,48 M_1 = -q_u \left(\frac{0}{4} + \frac{2,48^3}{4}\right)$$

$$4,96M_0 + 2,48 M_1 = -q_u (3,81) \longrightarrow 4,96M_0 + 2,48 M_1 = 23,37$$

Appuis 1 :

$$2,48M_0 + 2M_1 (2,48 + 3,02) + 3,02 M_2 = -q_u \left(\frac{2,48^3}{4} + \frac{3,02^3}{4}\right)$$

$$2,48M_0 + 11M_1 + 3,02 M_2 = -10,69q_u \longrightarrow 2,48M_0 + 11M_1 + 3,02M_2 = -65,52$$

Appuis 2 :

$$3,02M_1 + 2M_2 (3,02 + 3,5) + 3,5M_3 = -q_u \left(\frac{3,02^3}{4} + \frac{3,5^3}{4}\right)$$

$$3,02M_1 + 13,04M_2 + 3,5M_3 = -17,6 q_u \longrightarrow 3,02M_1 + 13,04M_2 + 3,5M_3 = -107,88$$

Appuis 3 :

$$3,5M_2 + 2M_3 (3,5 + 5) + 5M_4 = -q_u \left(\frac{3,5^3}{4} + \frac{5^3}{4}\right)$$

$$3,5M_2 + 17M_3 + 5M_4 = -41,96q_u \longrightarrow 3,5M_2 + 17M_3 + 5M_4 = -257,21$$

Appuis 4 :

$$5M_3 + 2M_4 (5 + 5) + 5M_5 = -q_u \left(\frac{5^3}{4} + \frac{5^3}{4}\right)$$

$$5M_3 + 20M_4 + 5M_5 = -62,5q_u \longrightarrow 5M_3 + 20M_4 + 5M_5 = -383,12$$

Appuis 5 :

$$5M_4 + 2M_5 (5 + 5) + 5M_6 = -q_u \left(\frac{5^3}{4} + \frac{5^3}{4}\right)$$

$$5M_4 + 20M_5 + 5M_6 = -62,5q_u \longrightarrow 5M_4 + 20M_5 + 5M_6 = -383,12$$

Appuis 6 :

$$5M_5 + 2M_6 (5 + 0) + 0M_7 = -q_u \left(\frac{5^3}{4} + \frac{5^3}{4}\right)$$

$$5M_5 + 10M_6 + 0 = -31,25q_u \longrightarrow 5M_5 + 10M_6 = -191,56$$

Sous forme matricielle, on a :

$$\begin{pmatrix} 4,96 & 2,48 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2,48 & 11 & 3,02 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3,02 & 13,04 & 3,5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3,5 & 17 & 5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 5 & 20 & 5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5 & 20 & 5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5 & 10 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -23,37 \\ -65,52 \\ -107,88 \\ -257,21 \\ -383,12 \\ -383,12 \\ -191,56 \end{Bmatrix}$$

Après la résolution de système matricielle, on aura :

$$M_0 = -2,66 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,1 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -10,23 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -13,45 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -12,57 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -12,86 \text{ KN.m}$$

Les moments calculés sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons diminuer de 1/3 pour les moments aux appuis.

$$M_0 = -1,77 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,73 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6,82 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -8,96 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8,38 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -8,57 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (0-1)} \rightarrow x = 1,17\text{m} \rightarrow M_{1 \max}(1,17) = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,49\text{m} \rightarrow M_{2 \max}(1,49) = 4,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,57\text{m} \rightarrow M_{3 \max}(1,57) = 4,54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 2,43\text{m} \rightarrow M_{4 \max}(2,43) = 11,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 2,51\text{m} \rightarrow M_{4 \max}(2,51) = 10,48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 2,49\text{m} \rightarrow M_{4 \max}(2,49) = 10,67 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchant :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Au niveau d'un appui « } i \text{ », } V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \\ \text{Au niveau d'un appui « } i+1 \text{ », } V(x) = - \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{les moments seront} \\ \text{Pris} \\ \text{en valeur absolue} \end{array}$$

Chapitre III

Calcul des éléments

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ en KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	M_{\max} en travée KN.m]
Travée 0-1	2,48	7,21	-7,98	1,17	2,46
Travée 1-2	3,02	9,15	-9,35	1,49	4,09
Travée 2-3	3,5	9,64	-11,80	1,57	4,54
Travée 3-4	5	14,89	-15,75	2,43	11,27
Travée 4-5	5	15,44	-15,20	2,51	10,48
Travée 5-6	5	15,28	-15,36	2,49	10,67

Tableau III.4.1 : Calcul des efforts tranchants

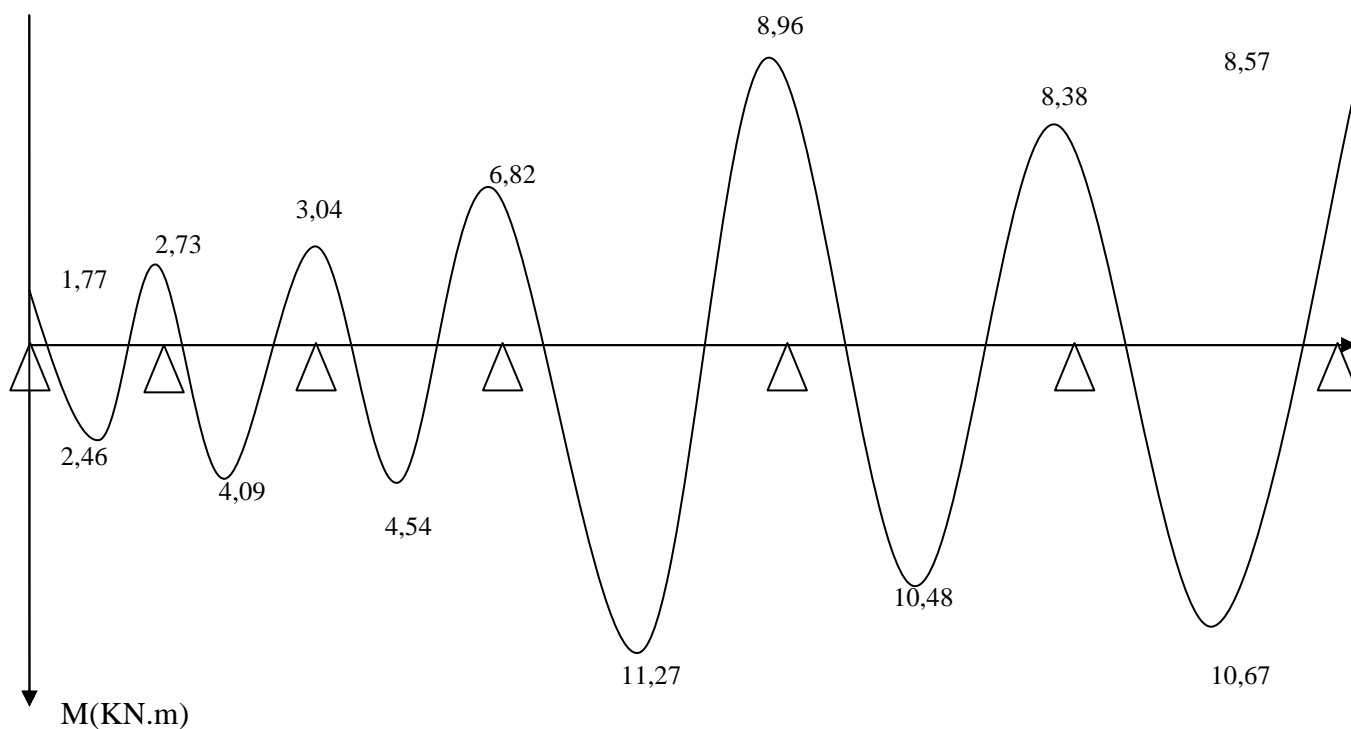


Fig.III.4. 3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)

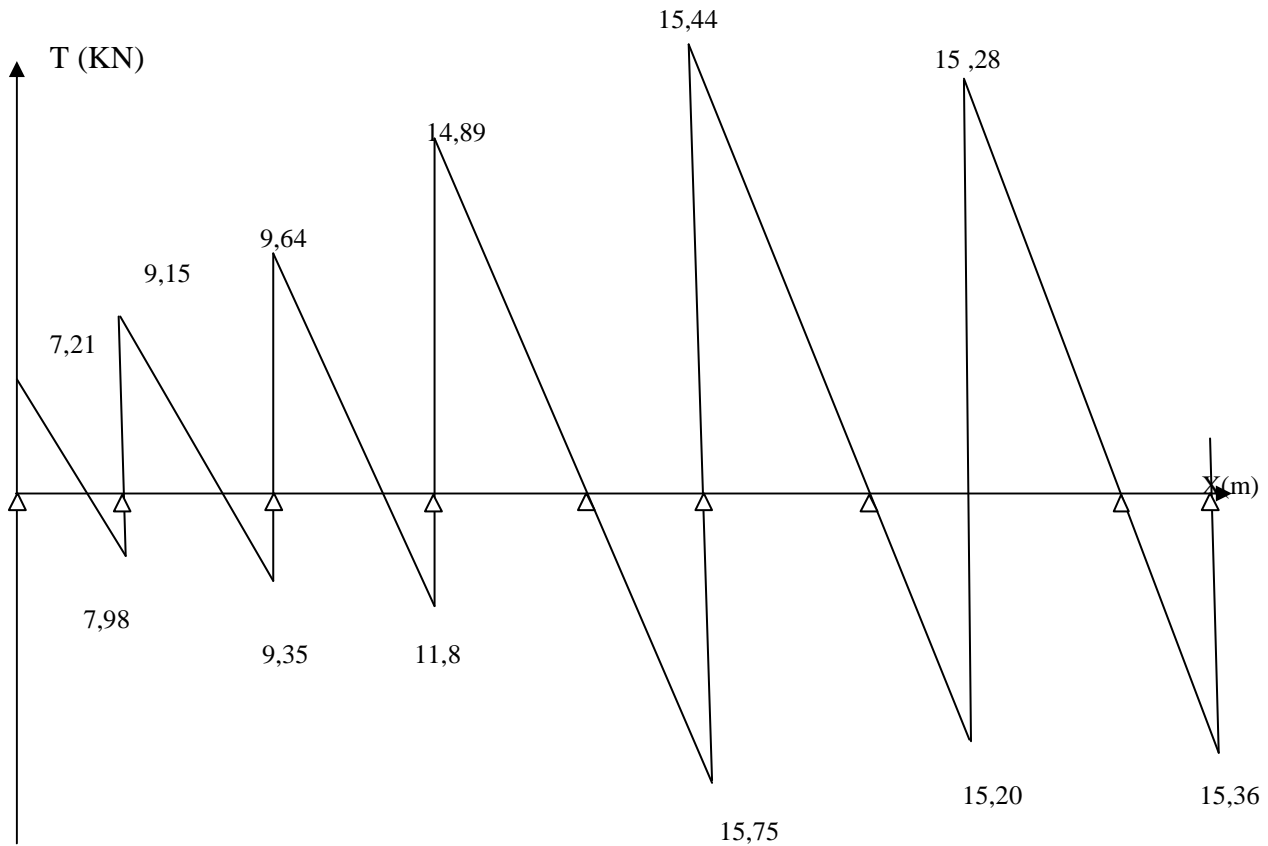


Fig.III.4.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

NB :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 11,27 \text{ KN.m et } M_{a \max} = -8,96 \text{ KN.m}$$

Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

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

$h = 25 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher)

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

$h_0 = 5 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 3 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 22 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Moment résistant

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

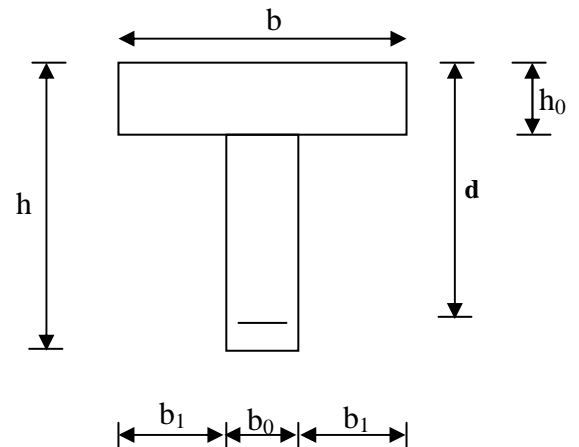


Fig.III.4.5 : Section de calcul de la poutelle après Coulage de la dalle de compression

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,22 - \frac{0,05}{2} \right) = 90 \text{ KN.m}$$

$M_f = 11,27 < M_0 = 90 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,27}{0,65 \times (0,22)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,026 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11,27}{0,987 \times 0,22 \times 348 \times 10^3} = 1,5 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,96}{0,12 \times (0,22)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,108$$

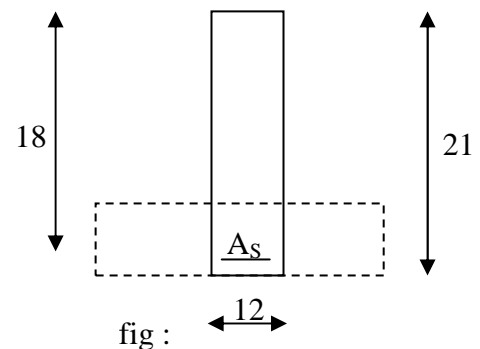
$$\mu = 0,108 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8,96}{0,943 \times 0,22 \times 348 \times 10^3} = 1,24 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$



III.4.5. Vérifications à L'E.L.U:

a) **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,32 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,32 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

c) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 15,75 \text{ KN}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,75 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,6 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h} = \frac{15,75 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 250} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 15,75 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} = 1,32 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :

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

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{15,75 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times (3,14 \times 3 \times 10)} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

Calcul les armatures transversales :

a) **Le diamètre minimal des armatures transversales :**

b) **Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12; 6; 12 \} = 6 \text{ mm}$$

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

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

c) **La section des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9 d; 40 \text{ cm} \} = 19,8 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

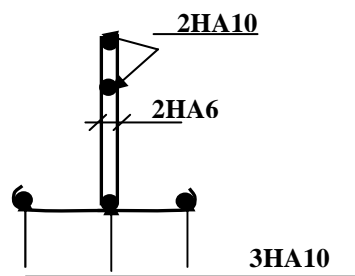


Fig.III.4.5 : Plan de ferrailage de poutrelle

III.4.6. Vérification à l'ELS :

III.4.6a) Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

Chapitre III

Calcul des éléments

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,44}{6,13} = 0,72$$

; $q_u = 6,13 \text{ KN/ml}$, $q_s = 4,44 \text{ KN/ml}$

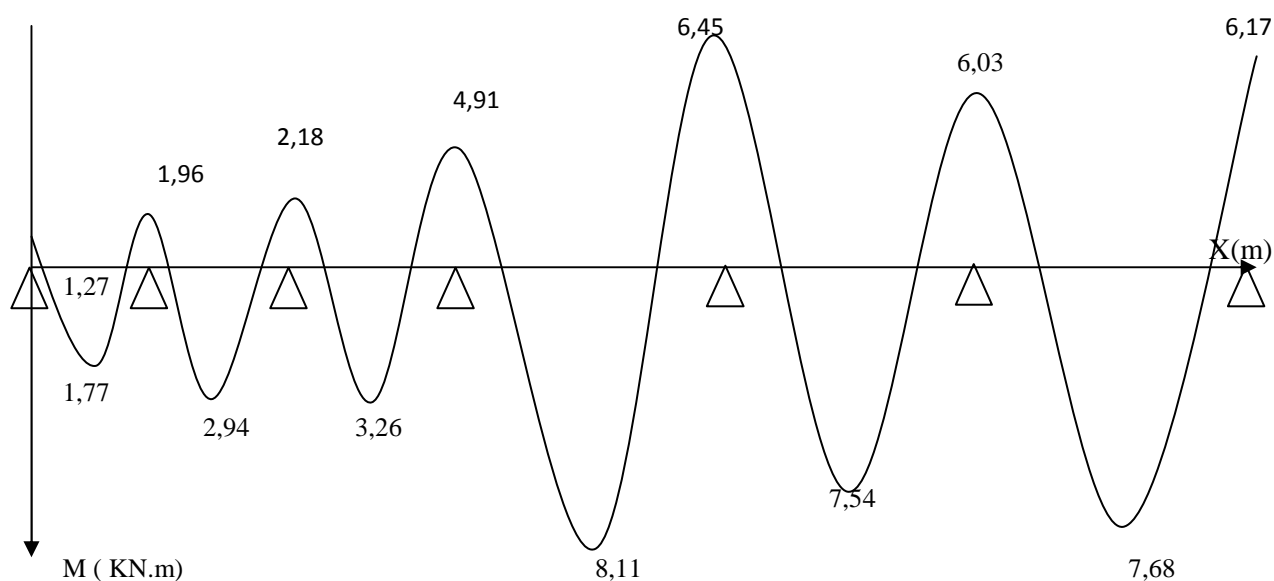


Fig.III.4.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

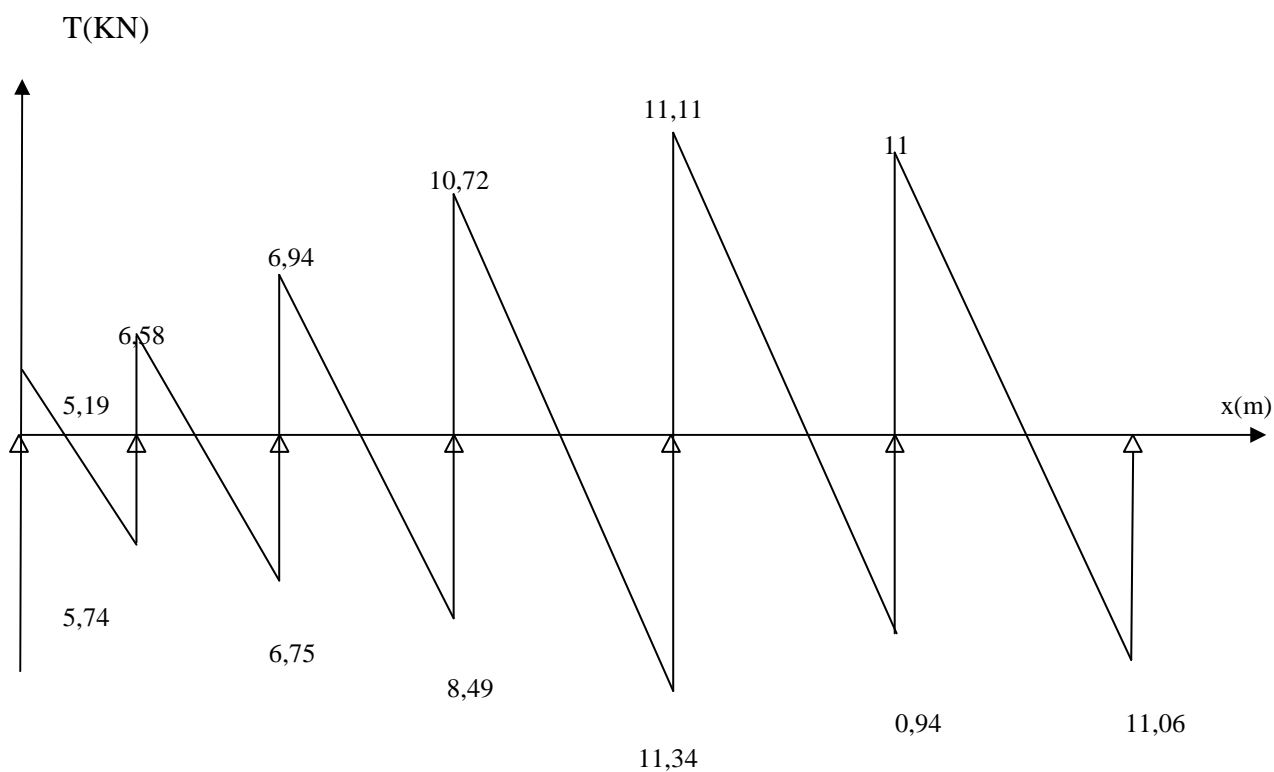


Fig.III.4.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Chapitre III

Calcul des éléments

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

A/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \cdot K$

➤ En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 22} = 0,890 \rightarrow \beta_1 = 0,867 \rightarrow \alpha_1 = 0,399$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,399}{15(1 - 0,399)} = 0,044$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8,11 \times 10^6}{0,867 \times 220 \times 235} = 181 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,044 \times 181 = 7,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \text{ HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12,22} = 0,594 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \rightarrow \alpha_1 = 0,342$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,342}{15(1 - 0,342)} = 0,035$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{6,45 \times 10^6}{0,886 \times 220 \times 157} = 210,76 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 210,76 = 7,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

B / Etat limite d'ouverture des fissures :

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions \rightarrow Fissuration non préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

➤ En travée :

$$\sigma_{st} = 181 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C/ Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 470\text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 25\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{470} = 0,053 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4700}{500} = 9,4\text{mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86\text{MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n = 15$)

$$v = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 22} = 0,0089$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 5) \times 5 / 2 + (25 - 5) \times 12 \times [(25 - 5) / 2 + 5] + 15 \times 2,35 \times 22}{(65 \times 5) + (25 - 5) \times 12 + 15 \times 2,35}$$

$$Y_1 = 8,64\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 16,35\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0(b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15.A_s.(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [8,64^3 + 16,35^3] + 5(65 - 12) \left[\frac{5^2}{12} + \left(8,64 - \frac{5}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,53 \times (16,35 - 3)^2$$

$$I_0 = 36887,6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,0089} = 1,85$$

$$v = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0089 \times 181 + 2,1} \right] = 0,7359$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 36887,6}{1 + 0,57 \times 1,85}$$

$$I_{fv} = 19749,99$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{8,11 \times 10^6 (4700)^2}{10 \times 10818,86 \times 10^4 \times 19749,99}$$

$$f = 8,38 \text{ mm} < \bar{f} = 9,4 \text{ mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

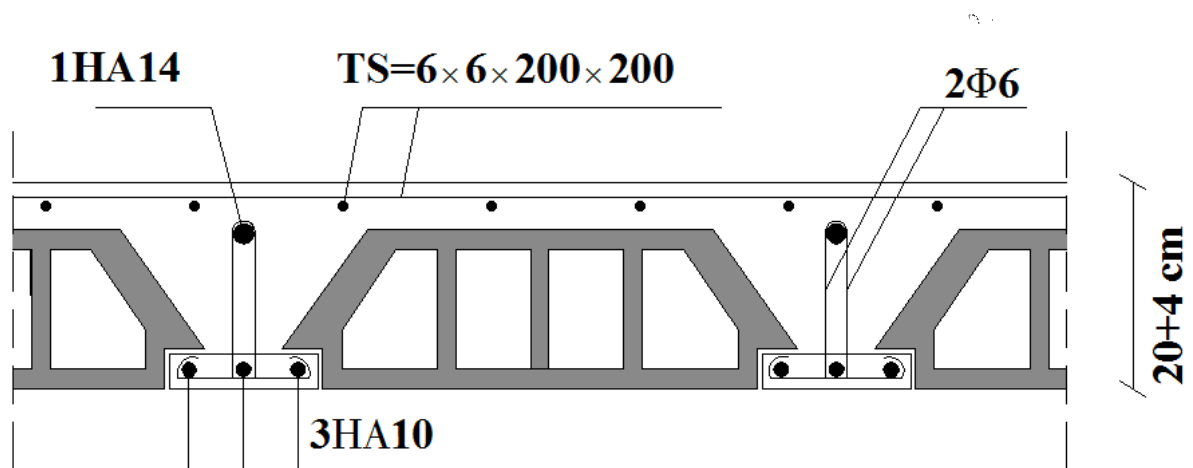


Fig.III.4.8 : Schéma de ferrailage du plancher en corps creux

III.5) Calcul de la salle machine:

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble (8 niveaux), la présence d'un ascenseur est nécessaire.

- La surface de la salle machine est : $S=2,44 \times 1,95=4,758 \text{ m}^2$.
- La surface du cabinet est : $S = 1,50 \times 1,48= 2,22 \text{ m}^2$.

La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : 8t (**P=80 KN**)

- $L_x = 1,95 \text{ m}$; $L_y = 2,44 \text{ m}$; $S= 4,758 \text{ m}^2$

III.5.1) Calcul de la dalle plane :

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$ht = \frac{L_x}{30} = \frac{195}{30} = 6,5 \text{ cm.}$$

NB :

le RPA 2003 exige une hauteur $ht \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur **ht = 15cm**

ht= 15cm.

$$d=h_t -3=15-2=13 \text{ cm}$$

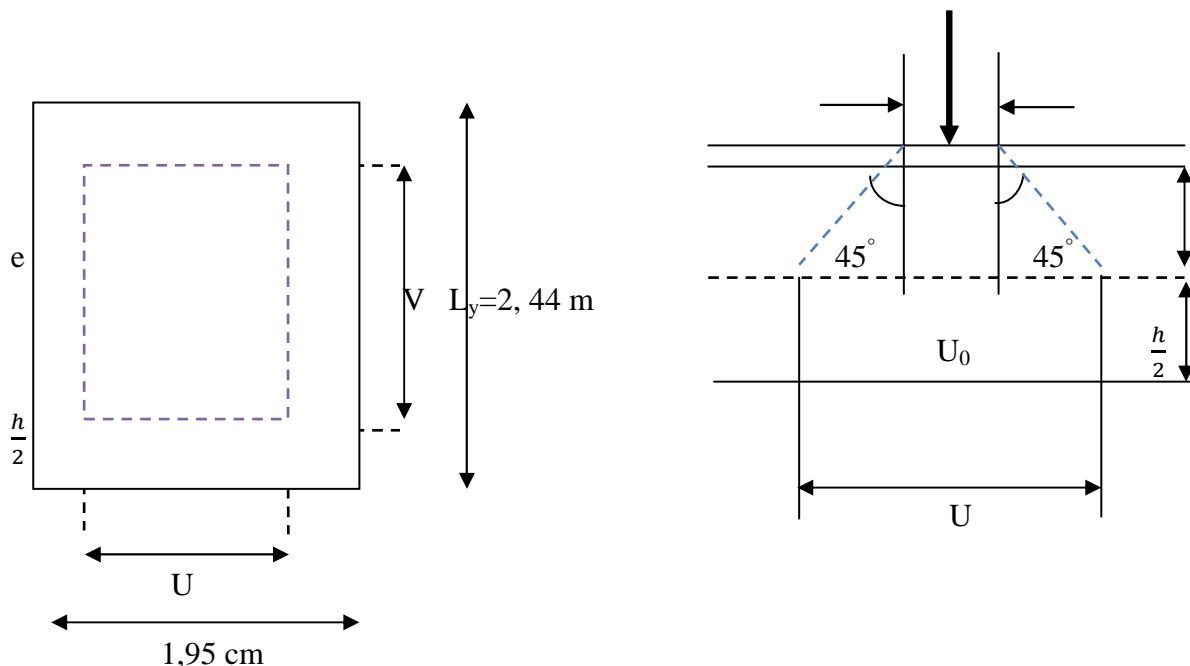


Fig.III.5.1: schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée Concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les

Moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times K \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times K \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec:

$h = 15\text{cm}$.

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$).

$\xi = 1$ pour le béton.

$U_0 = 80\text{ cm}$

$V_0 = 100\text{cm}$

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

On remplace :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times K \times e + h_0 = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105\text{cm}. \\ V = V_0 + 2 \times K \times e + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125\text{cm}. \end{cases}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_u(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right) \left(\frac{V}{L_y}\right) \left(\frac{L_x}{L_y}\right)$ dans les abaques de

PIGEAUD.

ν : coefficient de poisson. À l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{195} = 0,54$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{125}{244} = 0,5$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{195}{244} = 0,8 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$M_1 = 0,101$; $M_2 = 0,069$

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0,101 = 10,908\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 100 \times 0,069 = 9,315\text{KN.m}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs : $\mu_x = 0,0565$; $\mu_y = 0,595$

c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 6,56 \times 1,952 = 1,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,41 \times 0,595 = 0,83 \text{ KN.m}$$

d) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,908 + 1,41 = 12,318 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,31 + 0,83 = 10,14 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis

e) Ferrailage de la dalle :

❖ **Dans le sens de la petite portée : x-x**

• **En travée :**

$$M_u = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,318 = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{10,47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,044 < 0,392 \implies \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{10,47 \times 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 2,36 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5\Phi 8 \quad (A_s = 2,51 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0,3 \times 12,318 = -3,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,70 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,0154 < 0,392 \implies \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{3,70 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0,85 \times 10,14 = 8,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8,62 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,04 < 0,392 \implies \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{8,62 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = -0,3 \times 10,14 = -3,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,04 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,20} = 0,012 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,994$$

$$A_{st} = \frac{3,04 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.5.2) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8\%$$

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{195}{244} \right) = 1,32 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,05+1,25) = 4,6 \text{ m}$$

$$q_u = 80 \leq 0,045 \times 4,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 517,5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

➤ Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1,25 + 1,05} = 22,53 \text{ KN}$

➤ Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,25} = 21,33 \text{ KN}$

Ainsi on aura : $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{22,53 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,173 \text{ MPa}$

$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

On remarque que : $\tau < \bar{\tau}$ **condition vérifiée.**

III.5.3) Vérification à l'ELS :

$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml.}$

Valeurs de μ_x et μ_y :

$\rho_x = 0,8 ; \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \quad \mu_x = 0,0632 ; \mu_y = 0,710$

a) Calcul des moments M_x et M_y :

$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = (0,0632) (4,75) (1,95)^2 = 1,14 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = \mu_y M_x = 0,710 \times 1,14 = 0,81 \text{ KN.m}$

b) Calcul sous l'effet de la charge localisée :

$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$

$M_y = P (\nu M_1 + M_2)$

Sachant que : $\frac{U}{l_x} = \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,8} ; \rho_x = 1 \implies M_1 = 0,101 ; M_2 = 0,069$

Avec ($\nu = 0,2$):

$M_{x1} = 80(0,101 + 0,2 \times 0,069) = 9,184 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = 80 (0,2 \times 0,101 + 0,069) = 7,136$

c) Superposition des moments:

$M_x = 9,184 + 1,14 = 10,324 \text{ KN.m}$

$M_y = 7,136 + 0,8 = 7,946 \text{ KN.m}$

III.5.4) Ferrailage de la dalle :

❖ **Dans le sens de la petite portée : x-x**

• **En travée :**

$$M_s = 0,85 \times 10,324 = 8,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{8,77 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 400} = 0,00129 < 0,392 \text{ (SSA)} \implies \beta_s = 0,939$$

$$A_s = \frac{8,77 \times 10^3}{0,939 \times 13 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -0,3 \times 10,324 = -3,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{3,10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 400} = 0,0004 \implies \beta_s = 0,965$$

$$A_s = \frac{3,10 \times 10^3}{0,965 \times 13 \times 400} = 0,62 \text{ cm}^2$$

❖ **Dans le sens de la grande portée y-y :**

• **En travée :**

$$M_s = 0,85 \times 7,946 = 6,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{6,75 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 400} = 0,00099 \implies \beta_s = 0,946$$

$$A_s = \frac{6,75 \times 10^3}{0,946 \times 13 \times 400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -0,3 \times 7,946 = -2,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{2,38 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 400} = 0,00035 \implies \beta_s = 0,967$$

$$A_s = \frac{2,38 \times 10^3}{0,967 \times 13 \times 400} = 0,47 \text{ cm}^2$$

III.5.5) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

❖ **Dans le sens de la petite portée x-x :**

• **En travée :**

$$M_s = 8,77 \text{ KN.m} ; A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \rightarrow k_1 = 55,26 \rightarrow \beta_1 = 0,928$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,77 \times 10^6}{0,928 \times 130 \times 2,51 \times 100} = 289,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{289,6}{55,26} = 5,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -3,10 \text{ KN.m}; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \implies k_1 = 62,4 \implies \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,10 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 126,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{126,88}{62,4} = 2,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Dans le sens de la grande portée y-y :**

- **En travée :**

$$M_s = 6,75 \text{ KN.m}; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \implies k_1 = 62,4 \implies \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,75 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 276,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{276,28}{62,4} = 4,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -2,38 \text{ KN.m}; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,154 \implies k_1 = 62,4 \implies \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2,38 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 100} = 97,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{97,42}{62,4} = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.6) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.7) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, donc il est inutile d'effectuer la vérification.

III.6) Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.6.1) détermination des charges :

- **Charge permanente :**

Poids propre de la dalle pleine : $G = (5,11 \text{ KN/m}^2) \times 1 \text{ m} = 5,11 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde corps de 1m de hauteur : $g = ((0,9) + (0,44 \times 2)) \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,78 \text{ KN}$

Charges d'exploitations :

Surcharge: $Q = (3,5 \text{ KN/m}^2) \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/ml}$

Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

- a) **Combinaison de charge :**

$q_u = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5 = 12,15 \text{ KN/ml}$

$g_u = 1,35 \times 1,78 = 2,40 \text{ KN}$

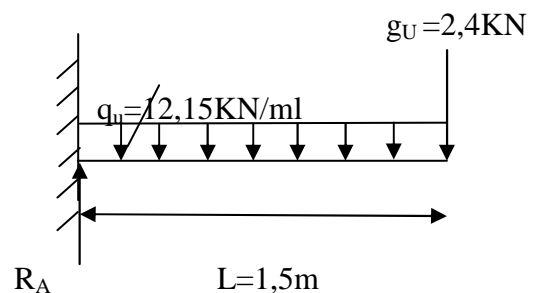


fig III.6.1 : Schéma statique de calcul à l'ELU

- b) **Calcul des efforts internes:**

- **La réaction d'appui :**

$\Sigma F_{ext} = 0 \Rightarrow R_A - g_u - (q_u \times L) = 0$

$R_A = 2,4 + (12,15 \times 1,5) = 20,62 \text{ KN}$

$R_A = 20,62 \text{ KN}$

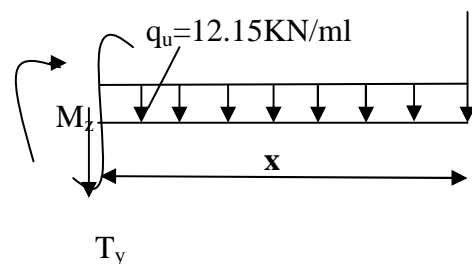
$g_u = 2.4 \text{ KN}$

- **L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$**

$\Sigma F = 0 \Rightarrow T_y = - q_u \cdot x - g_u \Rightarrow T_y = -12,15x - 2,4$

Si $x=0 \Rightarrow T_y = -2,4 \text{ KN}$

Si $x=1,5 \Rightarrow T_y = -20,62 \text{ KN}$



- **Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1,5$**

$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow M_z = - q_u \left(\frac{x^2}{2} \right) - g_u (x)$

Si $x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$

Si $x=1.5 \Rightarrow M_z = -17,27 \text{ KN.m}$

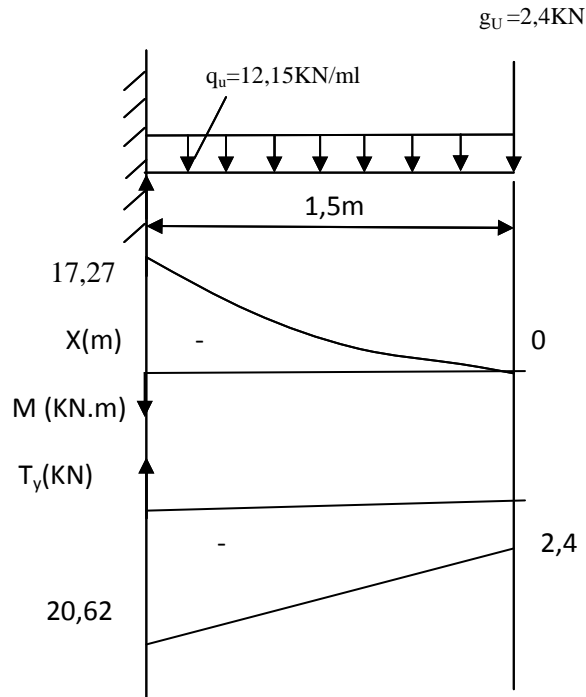


Fig III.6.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.6.2) Calcul à l'ELU :

La hauteur $d = 12\text{cm}$

❖ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,27 \times 1000}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,084$$

$$\mu_u = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{17,27 \times 1000}{0,956 \times 12 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA10=4,71cm²** avec un espacement de : **S_t= 15cm**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 =3,14 cm²**, avec un espacement **S_t= 25 cm**.

III.6.3) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

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

$A_s = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**

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

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_U = \frac{V_U}{bd} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{ct28} ; 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec : } \gamma_b = 1,5$$

τ_U : contrainte de cisaillement

$$V_U = 20,62 \text{ kN}$$

$$\tau_U = \frac{20,62 \times 1000}{1000 \times 120} = 0,17$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,15}{1,5} \times 28 ; 4 \right\} = \min \left\{ 2,5 ; 4 \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée**

Il n'y a pas de risque de cisaillement

c) Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_U}{0,9 \Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,62 \times 1000}{0,9 \times 150,72} = 1,27 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

• **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{telque } \tau_{se} = 0,6 (\psi_s)^2 f_{tj}$$

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

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} = 42,328 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{tel que : } \tau_{se} = 0,6 (\psi_s)^2 f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} = 35,273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur

d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).
 $l_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

Espacement des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$ La condition est vérifiée.

- **Armatures transversales:**

$$St \leq \min (4h; 33\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$St = 20\text{cm} \leq 45 \text{ cm}$ La condition est vérifiée.

III.6.4) Calcul à l'ELS:

Combinaison de charge :

La dalle pleine: $q_s = G+Q = (5,11+3,5) \times 1\text{m} = 8,61 \text{ KN/ml}$

Poids du garde corps: $g_s = 1,78 \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1,78 \text{ KN}$

Calcul des efforts internes:

- **La réaction d'appui :**

$$\Sigma F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_s - q_s \times l = 0$$

$$R_A = 1,78 + (8,61 \times 1,5) = \mathbf{14,70 \text{ KN}}$$

- **L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$**

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow T_y = - q_s (x) - g_s$$

$$\text{Si } x=0 \text{ m} \Rightarrow T_y = \mathbf{-1,78 \text{ KN}}$$

$$\text{Si } x=1,5\text{m} \Rightarrow T_y = \mathbf{14,70 \text{ KN}}$$

- **Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$**

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow M_z = - q_s \times \left(\frac{x^2}{2} \right) - g_s (x)$$

$$\text{Si } x=0 \text{ m} \Rightarrow M_s = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

$$\text{Si } x=1,5\text{m} \Rightarrow M_s = \mathbf{-12,35 \text{ KN.m}}$$

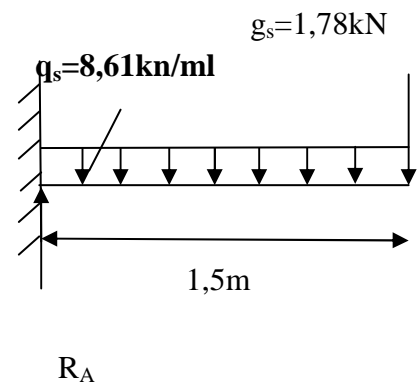
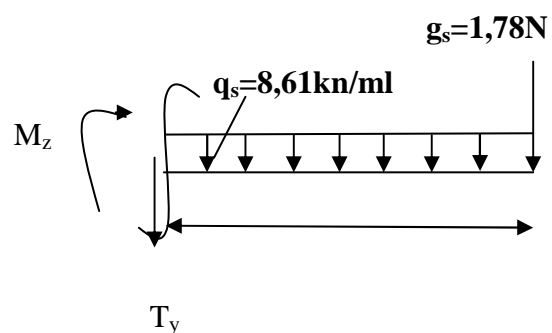


fig III.6.3 : Schéma statique de calcul à l'ELS



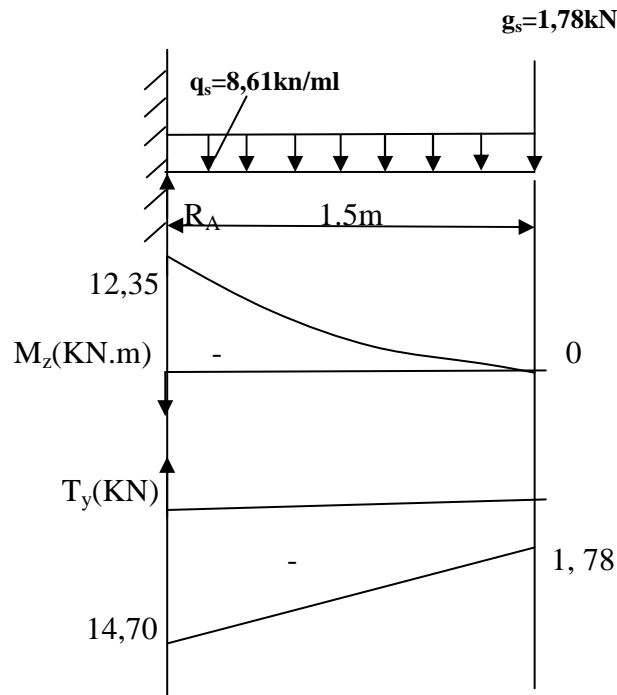


Fig III.6.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

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

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

• Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,396$$

$$\rho = 0,396 \implies \beta_1 = 0,903 ; K_1 = 36,55$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{12,35 \times 1000}{0,903 \times 4,52 \times 12} = 252,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{252,15}{36,55} = 6,90 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} < \sigma_s = 252,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

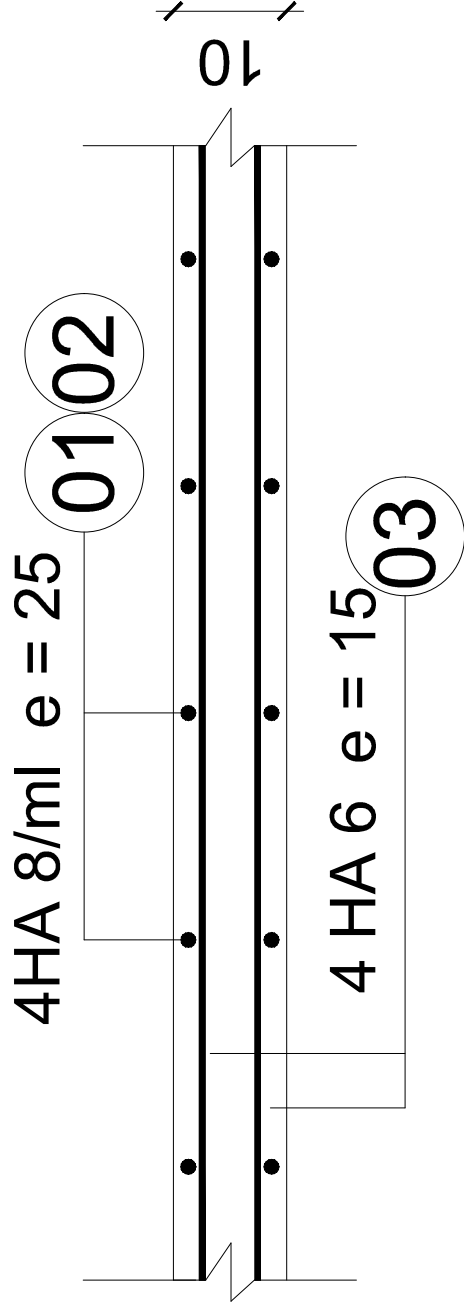
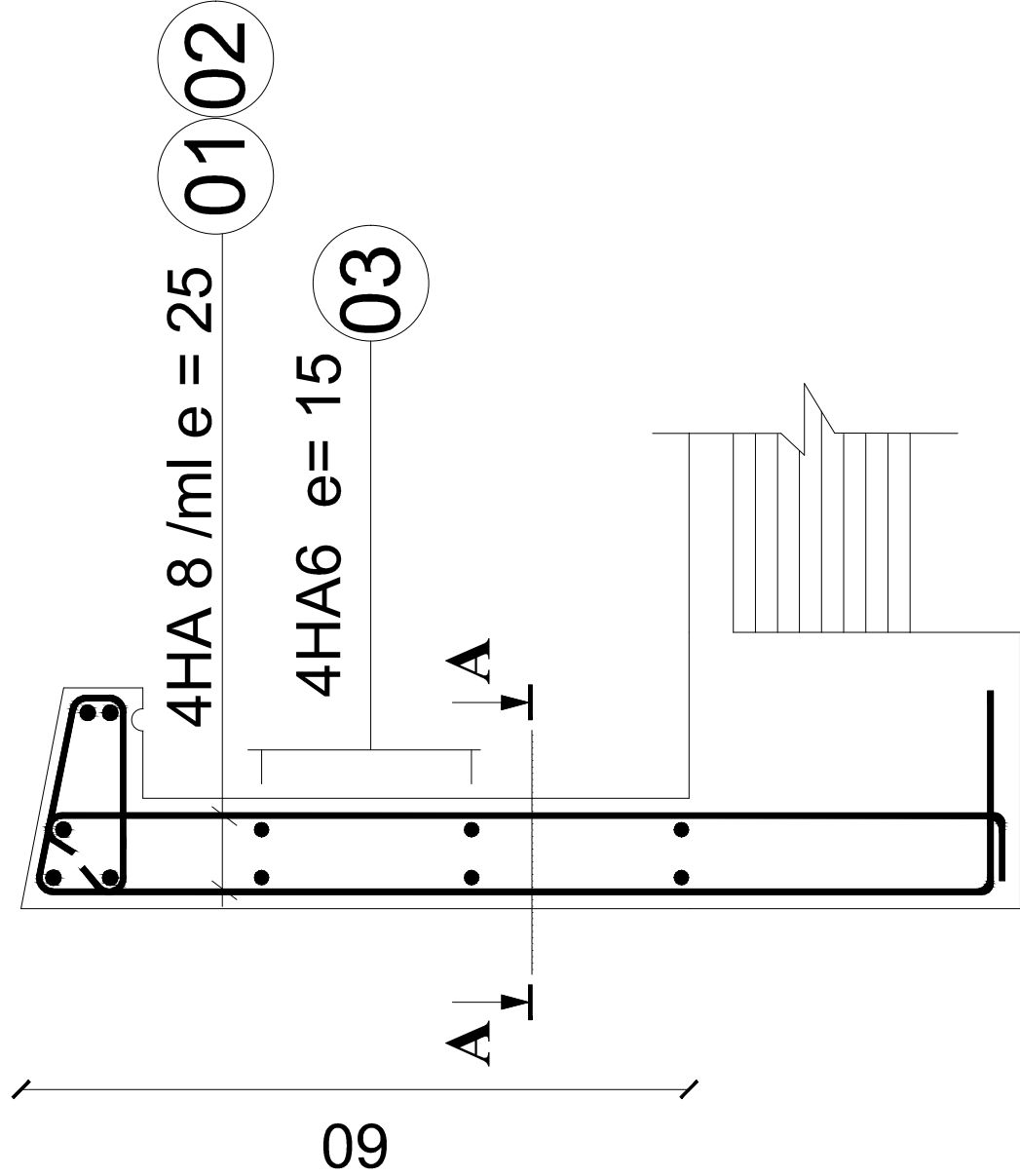
Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_s}{M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 = \frac{12,35}{10 \times 12,35} = 0,1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

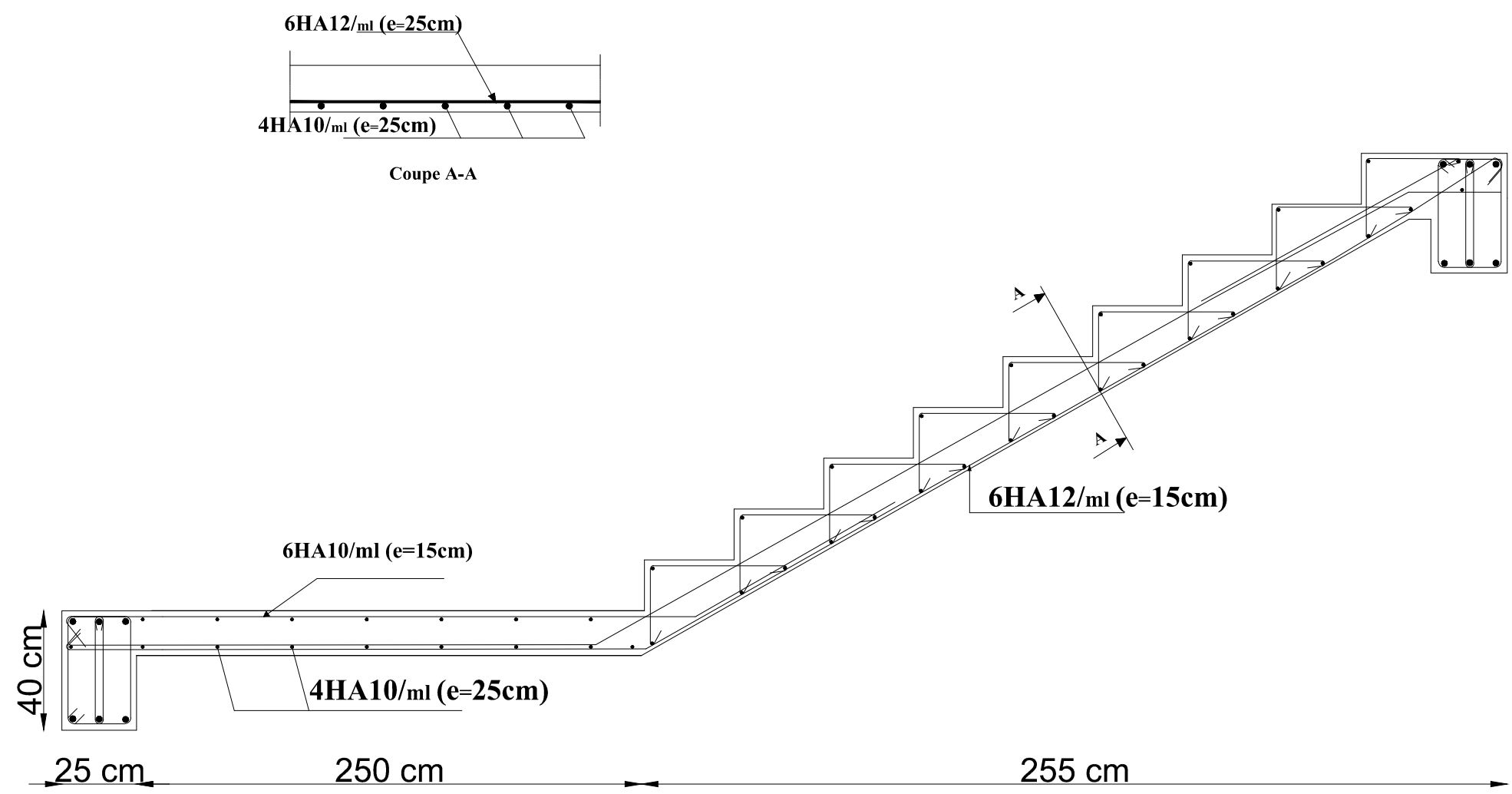
Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



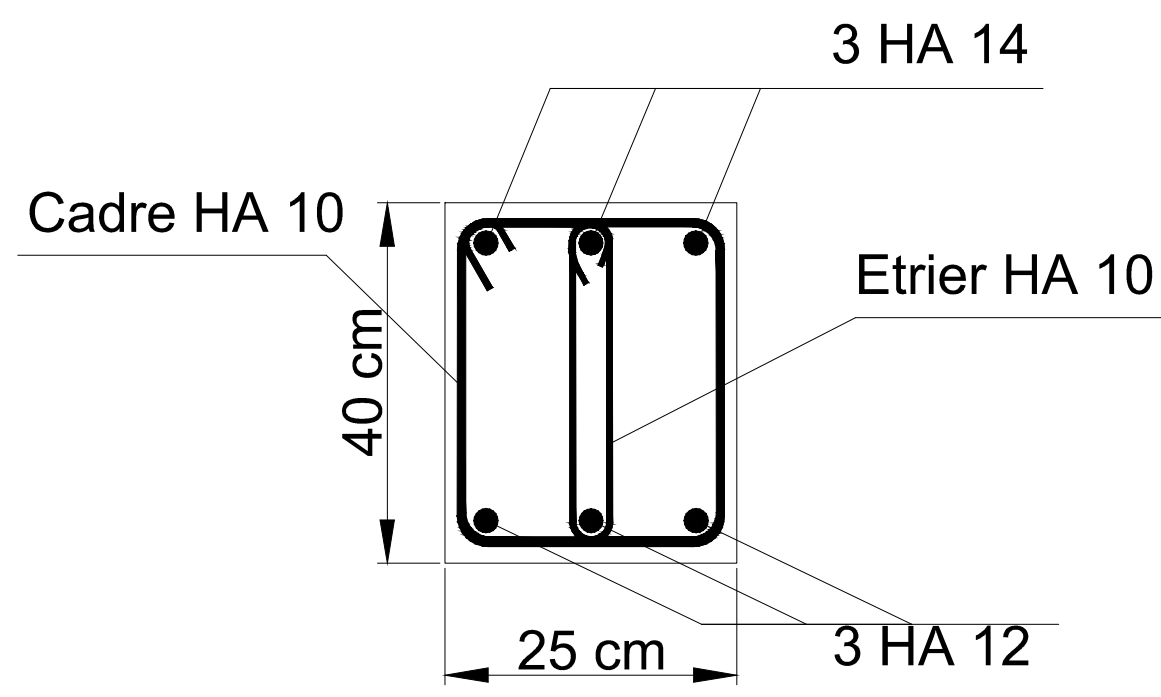
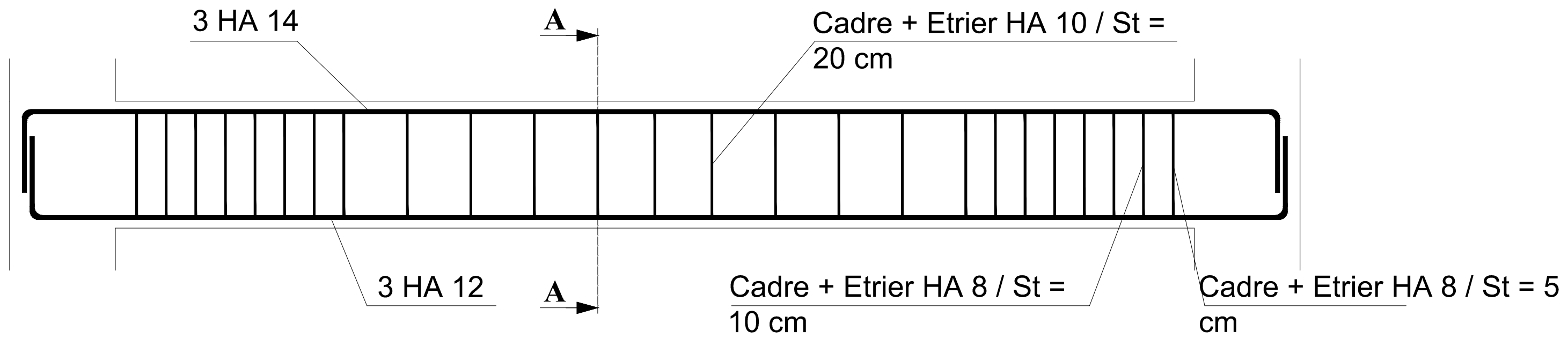
Coupe A-A

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T8		1.40
02	T8		1.00
03	T6		12

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mlle Messaoudene souhila Mlle Gacem karima		Plan de ferrailage de l'acrotère	plan:
Dirigé par: Mm IDRES			
			2018



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mlle Messaoudene souhila Mlle Gacem karima	Plan de ferrailage de la poutre palière	plan:	
Dirigé par: Mm IDRES		2018	

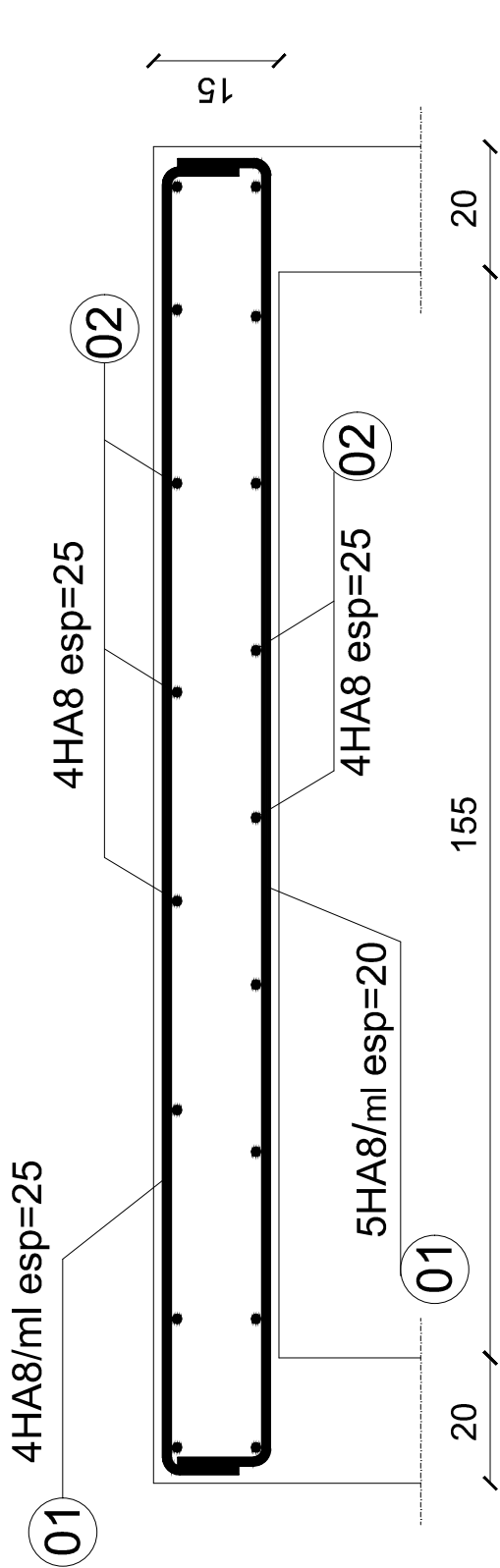


Coupe AA

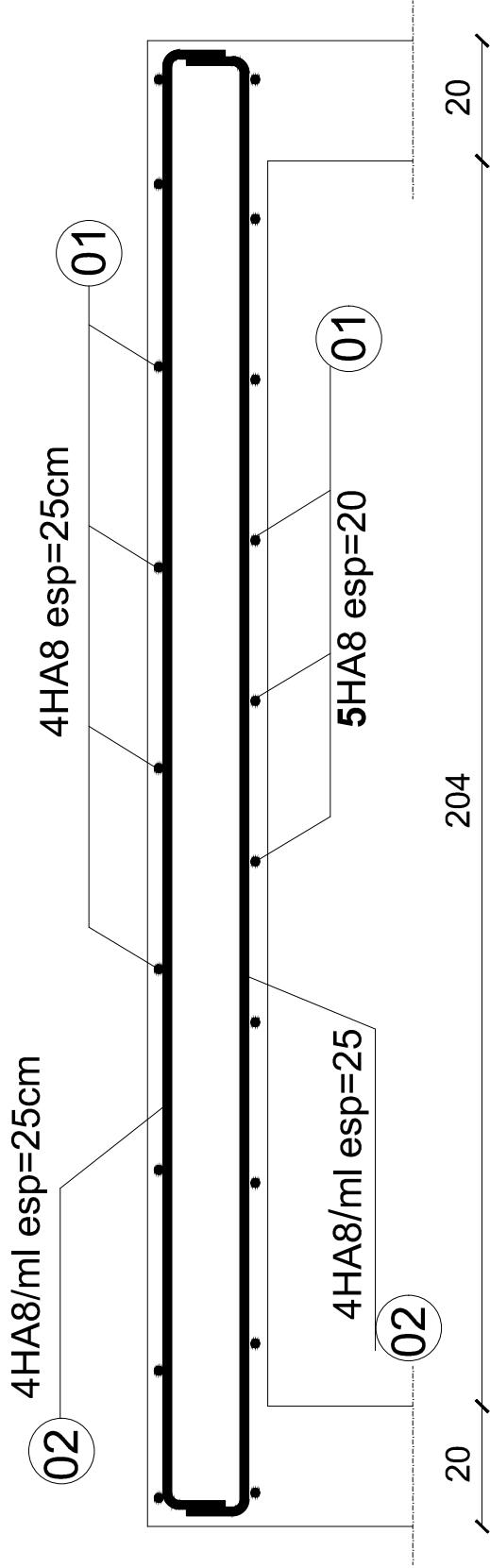
Schéma de ferrailage de la poutre palière

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mlle Messaoudene souhila Mlle Gacem karima	Plan de ferrailage de la poutre palière		plan:
Dirigé par: Mm IDRES			2018

sens x-x

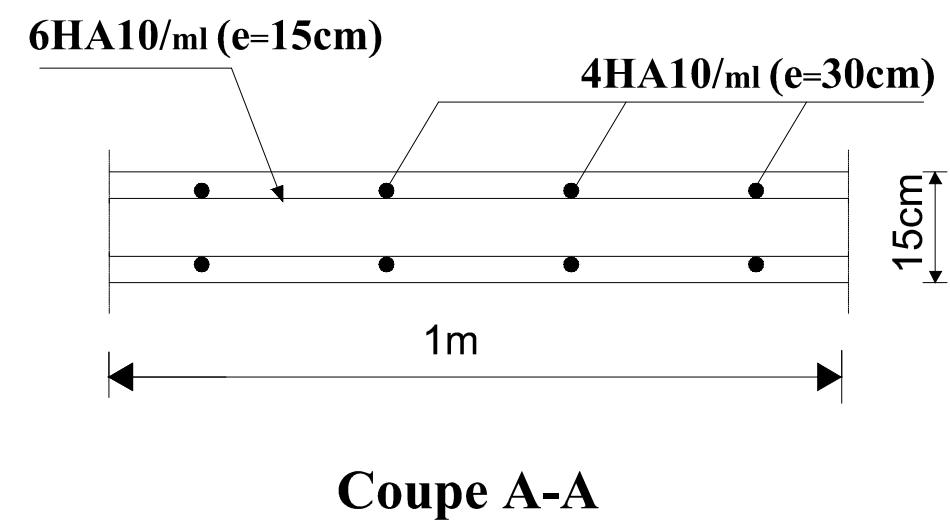
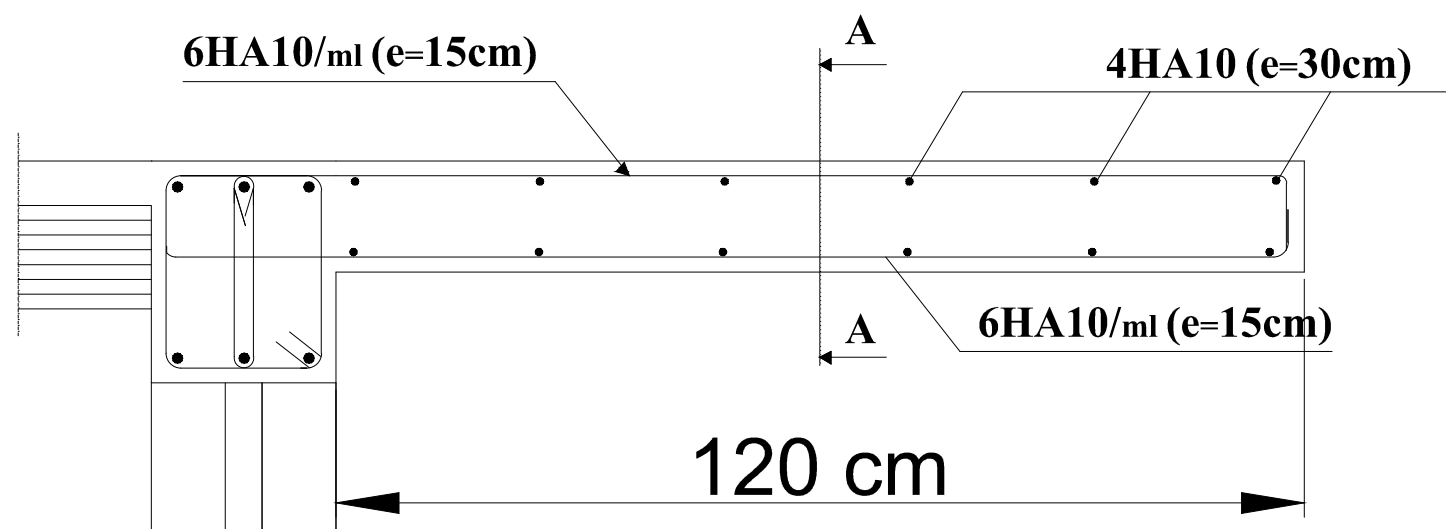


sens y-y



NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T8	<div><div>13</div><div>190</div><div>12</div></div>	1.7
02	T8	<div><div>13</div><div>240</div><div>12</div></div>	2.05

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mlle Messaoudene souhila Mlle Gacem karima		Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle de machine	plan:
Dirigé par: Mm IDRES			
			2018



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mlle Messaoudene souhila Mlle Gacem karima	Plan de ferrailage de porte à faux		plan:
Dirigé par: Mm IDRES			
			2018

IV. 1 INTRODUCTION

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le Problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV-2- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-2-1- Méthode statique équivalente :

❖ Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

✓ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$6H \leq 5m \text{ en zone I et II}_a.$$

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a).

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

IV-2-2- Méthode dynamique modale spectrale :

❖ Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Les hypothèses :**

Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse total.

IV-2-3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères

Conclusion :

La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV-3- modélisation et introduction des données :

La structure sera modélisée par le logiciel ETABS V.9.7.4

✓ **Première étape :**

- **Unité de calcul**
- **Géométrie de base**

le nombre de niveaux y compris le sous-sol et le RDC : 8

Hauteur d'étage courant : 3,06 m.

Hauteur de RDC : 3,91 m.

Hauteur de sous-sol : 3,06m.

✓ **Deuxième étape :**

Définition des matériaux :

Les matériaux dans notre structure sont le béton et l'acier.

Leurs propriétés pour le calcul sont:

- Masse volumique : 2,5 KN / m³
- Poids volumique : 25 KN / m³
- Module d'élasticité : 32164200 KN / m
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25\ 000\ \text{KN/ m}^2$
- Nuances des aciers FeE400 : 400 000 KN/ m².

✓ **Troisième étape :**

Introduction des données de sections :

- **Poutres :**

Poutres principales (40× 30)

Poutres secondaires (35×30)

▪ Poteaux :

Remarque : d'après les vérifications d'exigences de l'RPA la section des poteaux qu'on a trouvé dans le chapitre de pré dimensionnement ne sont pas suffisantes, c'est pour ça, on a augmenté la section des poteaux comme suit :

- ✓ (45X45) cm² pour le SS, et le RDC, le 1^{er} étage.
- ✓ (40x40) cm² pour le 2^{ème}, le 3^{ème}, le 4^{ème} étage.
- ✓ (35x35) cm² pour le 5^{ème} et le 6^{ème} étage.

▪ Les Voiles :

Pour les Voiles l'épaisseur est de 20 cm.

▪ Les planchers :

- **Dalle pleine :** épaisseur de 15 cm
- **Plancher à Corps creux :** on utilisera des sections en T

Pour la modélisation des poutrelles. Avec une hauteur de 24cm, (dalle de compression comprise).

- ✓ **Quatrième étape :** Définition du chargement qui sera appliqué à la structure

▪ Chargement dynamique

Le Spectre de réponse utilisé

- Zone sismique : Zone II_a.
- Groupe d'usage : 2
- Coefficient de comportement : R=3,5
- Facteur de qualité calculé : Q=1,05
- Coefficient d'amortissement : R=8,5%
- Nature du site : site meuble 3

Le spectre de réponse sera introduit au logiciel.

Ensuite on définit les directions principales de l'étude sismique X et Y.

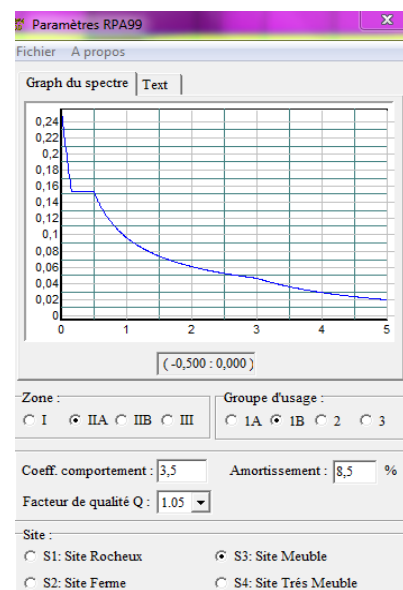


Fig. IV.1.1. Aperçu du spectre de réponse

❖ Chargement statique :

▪ Les Planchers :

Le chargement des planchers à corps creux sera un chargement par mètre linéaire le

Chargement se fera pour les poutrelles

En multipliant les résultats trouvés dans le chapitre 2 par 0,65 m (entre les axes des poutrelles) et en enlevant le poids propres de la poutrelle et celui de la dalle de compression qui sont considérés par le logiciel car la définition de l'élément s'est fait avec le matériau béton.

▪ **Charges et surcharges revenants aux planchers à corps creux :**

Plancher	G(KN)	Q(KN)
Etage courant	2,68	1,625
Terrasse inaccessible	2,82	0,65

▪ **Charges et surcharges revenants aux dalles pleines**

Pour les dalles pleines, le chargement est surfacique sans le poids propres de la dalle pleine qui est calculé par le logiciel car la définition de l'élément s'est fait avec le matériau béton.

	G(KN)	Q(KN)		
	1,36	Etage courant	Terrasse inaccessible	Balcon
Dalle plein		3,5	3,5	3,5

• **Cinquième étape :**

Définition des combinaisons de charges :

BAEL 91 : les combinaisons courantes :

$1,35G + 1,5Q$ (l'ELU)

$G + Q$ (L'ELS)

RPA 99 modifié 2003 : combinaisons accidentelles :

$G+Q \mp E$

$0,8G \pm E$

• **Sixième étape :**

Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'il forme un diaphragme.

• **Septième étape :**

Consiste à l'analyse et visualisation des résultats, Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

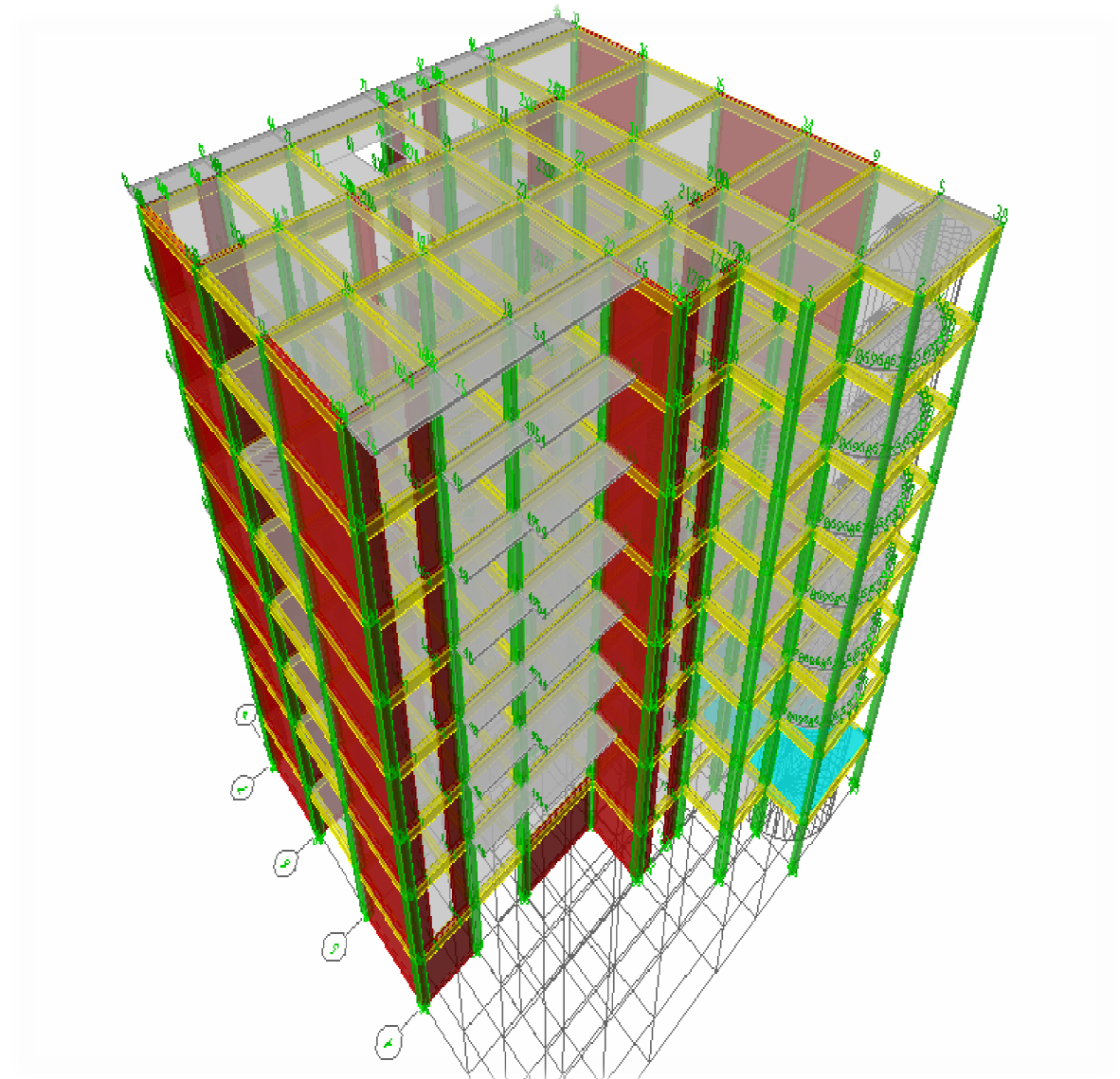


Fig. IV.1.2. Model tridimensionnel

Avant d'exploiter les résultats de l'ETABS on doit vérifier les conditions du règlement Parasismique algérien.

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

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de la participation de la masse modale.

-Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)

IV-4-1- Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA (2003)

IV-4-1- 1- Type de contreventement :

1- Charges horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

Display \Rightarrow *show deformed shape et on selections la combinaison E* \Rightarrow *OK*

View \Rightarrow *set 3D view* \Rightarrow *on sélectionne le plan xz* \Rightarrow *OK*

Draw \Rightarrow *draw section cut* et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :

Charges horizontales :

$$\%V_{voiles} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\%V_{portique} = \frac{V_{portique}}{V_{tot}} \times 100$$

Charges verticales :

$$\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\%N_{portique} = \frac{N_{portique}}{N_{tot}} \times 100$$

➤ Sens x – x :

-Effort horizontal repris par les portiques = 16%

-Effort horizontal repris par les voiles =84%

➤ Sens y – y :

-Effort horizontal repris par les portiques = 10%

-Effort horizontal repris par les voiles = 90 %

2- Charges verticales :

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés par L'ETABS (G+0.2Q):

Charges verticales reprise par les portiques =32%

Charges verticales reprise par les voiles =68%

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteurs. Donc le coefficient de comportement **R= 3,5**.

IV-4-1- 2- Modes de vibration :

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modes plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Nota :

Le nombre minimal de modes (K) retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} = 7,94; \text{ avec } N = 7 \text{ niveaux et } T_K \leq 0,2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

On prend $K = 10$ modes ; avec $T_K = T_{10} = 0,0531 \text{ s} < 0,2 \text{ s}$

- ✓ On doit considérer 10 modes de vibration.

IV-4-1- 3- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99 (article 4 -2 -4), la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

$$T = 0,05 (25,33)^{3/4} = 0,56 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$T_{RPA} = 0,56 \times 1,3 = 0,73 \text{ s} > 0,72 \text{ s}$ la période fondamentale est vérifiée.

IV-4-1- 4- Vérifications de l'effort tranchant à la base :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- $A = 0,10$ (groupe d'usage 2 ; zone II)
- $R = 3,5$ (structure contreventé par voiles porteurs)
- $W = 26604,81 \text{ KN}$ (poids total de la structure) (donné par le logiciel ETABS)
- Q : facteur de qualité : 1,05

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (formule 4 – 4 RPA page 29)

P_q : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) tel que :

Critère « q »	Sens transversale (Y)		Sens longitudinale (X)	
	Observé ou non	P _q	Observé ou non	P _q
1)-Condition minimale sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
2)-Redondance en plan	non	0,5	oui	0
3)-Régularité en plan	oui	0	non	0,5
4)-Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5)-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6)-Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0	oui	0
Σ P_q		0,5		0,5

Tableau : Les critères de facteur de qualité

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{GI} + \beta W_{OI}$$

W_{GI}: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{OI}: Charges d'exploitations.

β: Coefficient de pondération avec : β = 0.2 donné par le tableau (4. 5) du RPA

W=26604,81 KN.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

Facteur d'amplification dynamique D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction De la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D_{(x; y)} = \begin{cases} 2,5 \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x;y)}}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x;y)}}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T_{(x;y)}}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T_{(x; y)} \geq 3s \end{cases}$$

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab .4.7) de RPA 99.

Site meuble \Rightarrow S₃ \Rightarrow T₂ = 0,72s

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif : de type de structure est de l'importance des remplissage Tab (4-2)

Le système de contreventement est voiles porteurs $\Rightarrow 8,5\%$.

D'où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,816 > 0,7$; ($\xi = 8,5\%$)condition vérifier.

Calcul de T suivant les deux directions :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 25,33\text{m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$C_T = 0,05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles) (tableau 4.6 du RPA)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

IV-4-1- 5- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_e$ (RPA 99 article 5.10).

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin cidessous :

Display \Rightarrow show table \Rightarrow displacements \Rightarrow displacements Data
 \Rightarrow Table diaphragm.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	δx	δy	R	$\delta x \cdot R$	$\delta y \cdot R$	Δx	Δy	Δk	observation
8	0,0163	0,005	3,5	0,05705	0,0175	0,0063	0,0028	0,0306	CV
7	0,0145	0,0042	3,5	0,05075	0,0147	0,00735	0,00245	0,0306	CV
6	0,0124	0,0035	3,5	0,0434	0,01225	0,0084	0,0028	0,0306	CV
5	0,01	0,0027	3,5	0,035	0,00945	0,0091	0,0028	0,0306	CV
4	0,0074	0,0019	3,5	0,0259	0,00665	0,0091	0,0021	0,0306	CV
3	0,0048	0,0013	3,5	0,0168	0,00455	0,0084	0,0021	0,0306	CV
2	0,0024	0,0007	3,5	0,0084	0,00245	0,00735	0,00175	0,0391	CV
1	0,0003	0,0002	3,5	0,00105	0,0007	0,00105	0,0007	0,0306	CV

Tableau VI.1: calcul des déplacements.

Conclusion :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

IV-4-1-6- Vérification du déplacement maximale :

$$\delta_{\max} \leq F = H_t / 500 ; H_t = 25,33\text{m} \implies F = 0,05066\text{m}.$$

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

Display \implies show story response plots .

L'Etabs nous a donné le déplacement maximale au niveau du dernier étage égale à (0,01m) \implies condition vérifiée.

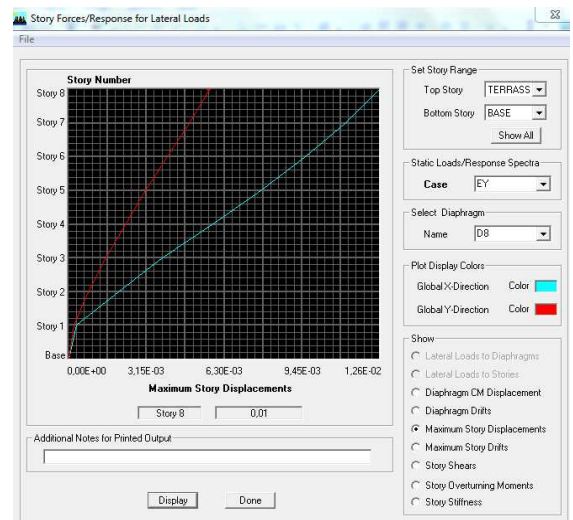
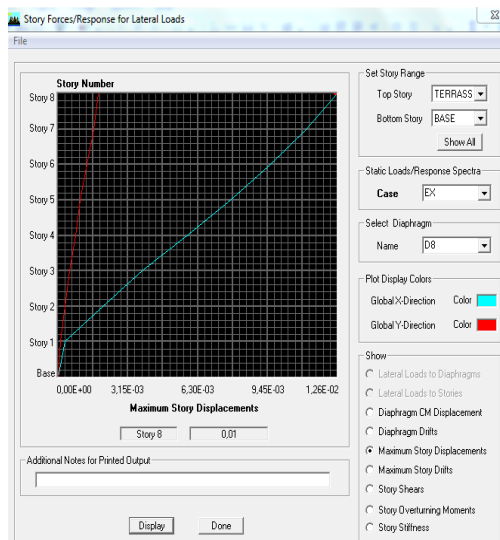


Fig.IV.1 3. Vérification du déplacement maximale pour les deux sens.

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage

-Suivant l'axe X-X (0,01 m).

-Suivant l'axe Y-Y (0,01 m).

IV-4-1-7- Pourcentage de participation de la modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacun des deux directions d'excitations droite être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003).

Pour extraire le taux de participation massique à partir du logiciel ETABS on suit les étapes suivantes :

Display \Rightarrow *show table* \Rightarrow *modal information* \Rightarrow *building modal information* \Rightarrow *table: modal Participation Mass Ratios* et le tableau suivant s'affiche:

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.71828	69.6023	0.0317	0.0091	69.6023	0.0317	0.0091
2	0.365712	0.0002	48.4631	19.5715	69.6025	48.4948	19.5806
3	0.318743	0.0466	19.8269	47.8194	69.6491	68.3218	67.4
4	0.209293	13.1354	0.0005	0.0171	82.7846	68.3222	67.4171
5	0.098126	5.1299	0.0055	0.0004	87.9145	68.3278	67.4175
6	0.080139	0.01	14.949	5.6543	87.9245	83.2768	73.0719
7	0.071752	0.0004	5.6164	14.6322	87.9249	88.8932	87.7041
8	0.055947	2.9482	0.0039	0.002	90.873	88.8971	87.7061
9	0.036024	2.5254	0.0458	0.2047	93.3985	88.9429	87.9108
10	0.035732	0.0211	4.1991	1.6513	93.4196	93.142	89.5621
11	0.032568	0	1.5551	4.2135	93.4196	94.6971	93.7756
12	0.025875	3.3157	0.0089	0.0645	96.7354	94.7059	93.8401
13	0.02258	0.0064	1.9423	0.9683	96.7418	96.6483	94.8084
14	0.021096	0.6151	0.6363	1.6492	97.3569	97.2845	96.4576
15	0.020391	1.9716	0.186	0.3864	99.3285	97.4706	96.844

Tableau.IV.2 : Participation massique.

Les 11 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%.
Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

IV-4-1-8- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K H_K} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k ». h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Sens xx et yy:

Niv	P(KN)	Hk	Sens X-X				SensY-Y			
			$\Delta k(cm)$	V_k	$V_k \cdot H_k$	θ_x	Δk	V_k	$V_k \cdot H_k$	θ_y
8	3429,01	3,06	0,0063	437,16	1337,7096	0,01614907	0,0028	550,19	1683,5814	0,00570286
7	6609,32	3,06	0,00735	771,3	2360,178	0,02058256	0,00245	956,98	2928,3588	0,00552966
6	9879,03	3,06	0,0084	1048,28	3207,7368	0,02586991	0,0028	1259,98	3855,5388	0,00717443
5	12944,27	3,06	0,0091	1279,37	3914,8722	0,03008856	0,0028	1503,46	4600,5876	0,00787811
4	15944,75	3,06	0,0091	1463,2	4477,392	0,03240664	0,0021	1706,24	5221,0944	0,00641321
3	19176,93	3,06	0,0084	1601,64	4901,0184	0,03286791	0,0021	1878,55	5748,363	0,00700574
2	22832,3	3,91	0,00735	1698,29	6640,3139	0,02527251	0,00175	2027,95	7929,2845	0,00503911
1	26604,81	3,06	0,00105	2022,60429	6189,16911	0,00451354	0,0007	2103,97	6438,1482	0,00289266

Tableau IV.3 : Vérification de l'effet P- Δ

Conclusion:

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion générale des vérifications:

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

V-1) Les poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis vérifiés à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

On tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU.
- $G+Q$ à l'ELS.
- $G+Q \pm E$ RPA2003
- $0,8G \pm E$ RPA2003

V.1.1) Recommandation du RPA :

a) **Armatures longitudinales :** (RPA Art.7.5.2.2).

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est de **12mm**.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.
- ✓ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.9 %** de la section du béton

Est : $(0.9\% \times b \times h)$:

- ❖ **Poteaux (45x45) :** $A = 0,009 \times 45 \times 45 = 18,225 \text{ cm}^2$
- ❖ **Poteaux (40x40) :** $A = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$
- ❖ **Poteaux (35x35) :** $A = 0,009 \times 35 \times 35 = 11,025 \text{ cm}^2$

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Zone courante 4% x b x h :

- ❖ **Poteaux (45x45) :** $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- ❖ **Poteaux (40x40) :** $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- ❖ **Poteaux (35x35) :** $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement 6% x b x h :

- ❖ **Poteaux (45x45) :** $A = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
- ❖ **Poteaux (40x40) :** $A = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- ❖ **Poteaux (35x35) :** $A = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

If : La longueur de flambement des poteaux.

St : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du **dans la zone nodale** :

$$\begin{cases} S_t \leq 10\text{cm} & \text{en zone nodale.} \\ S_t \leq 15\Phi_l & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

Φ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

V.2. Calcul du ferraillage :

Etape de calcul en flexion composée :

Etape de calcul en flexion simple :

$$\text{- Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \quad \text{Alors la section est partiellement comprimée}$$

$$\text{- Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \quad \text{Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :}$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (1)$$

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

- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait

$$\text{comme suit : } \mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

-Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

-Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l' .

$$\mu_r = 0.392$$

Chapitre V

Ferrailage des éléments

On calcule : $M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$

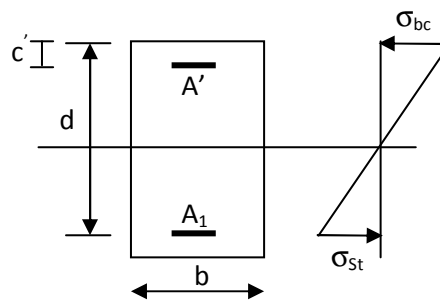
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



Si l'inégalité (1) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (2)$$

Si l'inégalité (2) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

Si l'inégalité (2) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

N_u : effort de compression.

Nous allons ferrailler par zone car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour certains nombre de niveau.

Zone I : S-Sol, RDC, 1^{er} étage.

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

Zone III : 5^{ème}, 6^{ème} étage.

Les résultats seront donnés par les tableaux suivant.

V1.5.3) Les efforts internes max donnés par le logiciel Etabs pour tous les poteaux et leurs ferraillages longitudinaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Comb	N (KN)	Moment (KN.m)	e(m)	$\frac{h}{2} - c$	obs	A _{SUP}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopté (cm ²)
RDC 1.2.3^{er} étage (45×45)	ELU	N _{max} =-1284,99	M _{2COR} =0,725	0,0005 6	0,195	SEC	0	0	18,225	12HA16	24,12
			M _{3COR} =1,117	0,0008 7	0,195	SEC	0	0			
	0.8GE	N _{min} =-461,84	M _{2COR} =0,861	0,002	0,195	SEC	0	0			
			M _{3COR} =8,788	0,0020	0,195	SEC	0	0			
	G+Q+E X	N _{cor} =-1088,88	M _{2max} =4,334	0,0039	0,195	SEC	0	0			
		N _{cor} =-411,32	M _{3max} =-10,257	0,025	0,195	SEC	0	0			
4^{ème} 5^{ème} étage	ELU	N _{max} =-792,05	M _{2COR} =-3,699	0,0046	0,17	SEC	0	0			
			M _{3COR} =-3,55	0,0045	0,17	SEC	0	0			

Ferraillage des éléments

6^{eme} (40×40)	0.8GE	$N_{min}=-448,81$	$M_{2COR}=-2,797$	0,0062	0,17	SEC	0	0	14,4	8HA16	16,08
			$M_{3COR}=-36,16$	0,0805	0,17	SEC	0	0			
	0.8GEX	$N_{cor}=124,9$	$M_{2max}=-6,391$	0,0511	0,17	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-678,29$	$M_{3max}=-37,036$	0,0546	0,17	SEC	0	0			
(7.8.9)^{eme} étage (35×35)	ELU	$N_{max}=-303,5$	$M_{2COR}=-4,286$	0,0141	0,145	SEC	0	0	11,025	10HA12	11,31
			$M_{3COR}=-4,115$	0,0135	0,145	SEC	0	0			
	0.8GE	$N_{min}=-164,86$	$M_{2COR}=-2,625$	0,0159	0,145	SEC	0	0			
			$M_{3COR}=-17,744$	0,108	0,145	SEC	0	0			
	0.8GE	$N_{cor}=-252$	$M_{2max}=0,448$	0,78	0,145	SEC	0	0			
		$N_{cor}=12,82$	$M_{3max}=0,652$	0,43	0,145	SEC	0	0			

Chapitre V

Ferrailage des éléments

V.2.a. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 5,33 \text{ mm}$.

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

2- Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

-En zone courant :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \phi_i\right) \rightarrow S_t \leq \min(22,5; 22,5; 12)$$

$$S_t = 12 \text{ cm.}$$

3- Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 50 \phi_i = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm.}$$

$$L_r = 50 \phi_i = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm.}$$

$$L_r = 50 \phi_i = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm.}$$

Délimitation de la zone :

Au niveau de la poutre :

H : hauteur de la poutre.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

$b_1; h_1$ dimension des poteaux.

h_e : hauteur entre des poteaux.

$$\text{Poteau de sol : } h' = \text{Max}(265/6; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Poteau de RDC et autres niveaux : } h' = \text{Max}(271/6; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm}$$

4- Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,45} = 4,76$$

- En zone nodale :

$$A_{\min} = 0,003 b S_t \quad A_{\min} = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

- En zone courante :

$$A_{\min} = 0,003 b S_t \quad A_{\min} = 0,003 \times 45 \times 12 = 1,62 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ AH } 8 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5) Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 211):

On a : $l_s = 40 \varnothing$

- Pour les HA16 : $l_s = 64,00 \text{ cm}$
- Pour les HA12 : $l_s = 48,00 \text{ cm}$

• **Délimitation de la zone nodale pour les poteaux :**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

- Poteaux RDC : $h' = 65 \text{ cm}$
- Poteaux étage courants : $h' = 60 \text{ cm}$.

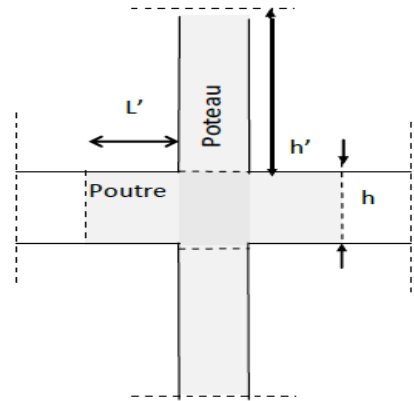


Figure VI.3 RPA99-V2003

NB : Le premier cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui

V.3.Vérification à l'E.L.S :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

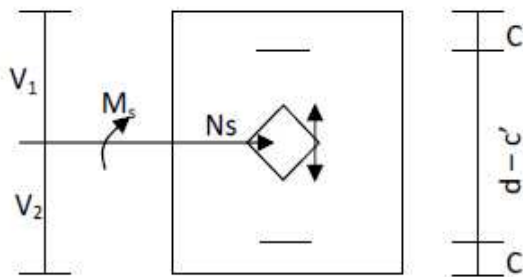
Contrainte dans le béton :

Pour le cas des poteaux, on vérifie :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

Vérification des contraintes :



Si : $\frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} \leq \frac{I_0}{Sv_2}$: la section est entièrement comprimée (S.E.C).

Chapitre V

Ferrailage des éléments

Si $\frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} > \frac{I_0}{Sv_2}$: la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Avec :

M_{ser} : Est le moment de flexion à l'E.L.S.

N_{ser} : Est l'effort normal à l'E.L.S.

$S = b.h + 15(A + A')$: Section total homogenies.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A.C' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{array} \right.$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A(V_1 - C)^2 + A'(V_2 - C')^2]$$

On doit vérifier que :

➤ **S.E.C**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^{sup} = \frac{N}{B} + M_G \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_b^{inf} = \frac{N}{B} + M_G \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s^{sup} = 15 \left[\frac{N}{B} + M_G \frac{(V_1 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s^{sup} = 15 \left[\frac{N}{B} + M_G \frac{(V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

➤ **S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression 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 : $y_2^3 + p y_1 + q = 0$.

$$\text{Avec : } L_c = \frac{h}{2} e_s \quad \text{et} \quad e_s = (M_s / N_s)$$

$$P = -3 \times L_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A_u} \frac{L_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - L_c)}{b}$$

$$q = -2 \times L_c^3 - 6 \times n \cdot \overline{A_u} \cdot \frac{(L_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$\text{Avec : } 6 \times n = 90$$

$$\text{Pour la résolution de l'équation, on calcul } \Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

Si $\Delta < 0 \longrightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$Y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement :

La contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} \times y_1$$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut :

$$\sigma_s = 15 \cdot \sigma_{bc}$$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants.

Chapitre V

Ferrailage des éléments

a) Sens x-x :

Poteaux	P (KN)	M (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	obs	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs.
45×45	705,17	37,42	0,05	0,075	SEC	3,27	4,04	15	vérifiée
	78,69	18,77	0,23	0,075	SPC	/	/	15	/
40×40	409,06	43,43	0,10	0,066	SPC	/	/	15	/
	214,72	0,25	0,00	0,066	SEC	4,63	7,21	15	vérifiée
35×35	520,98	0,01	0,00	0,058	SEC	3,27	4,04	15	vérifiée
	36,17	15,35	0,42	0,058	SPC	/	/	15	/

b) sens y-y :

Poteaux (cm ²)	P (KN)	M (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	obs	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
45×45	935,79	41,88	0,04	0,075	SEC	0,24	0,26	15	vérifiée
	78,69	0,11	0,00	0,075	SEC	3,27	4,04	15	vérifiée
40×40	409,06	35,28	0,08	0,066	SPC	/	/	15	/
	214,72	0,02	0,00	0,066	SEC	0,27	0,42	15	vérifiée
35×35	520,98	3,08	0,006	0,058	SEC	3.58	0.98	15	vérifiée
	36,17	0,55	0,015	0,058	SEC	3,27	4,04	15	/

3) Condition de non fragilité (BAEL91-art A.4.2, 1):

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

Chapitre V

Ferrailage des éléments

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.4 d}{e_s - 0.185 d} \right] ; \text{ sachant que } \left[\frac{e_s - 0.4 d}{e_s - 0.185 d} \right] = 1$$

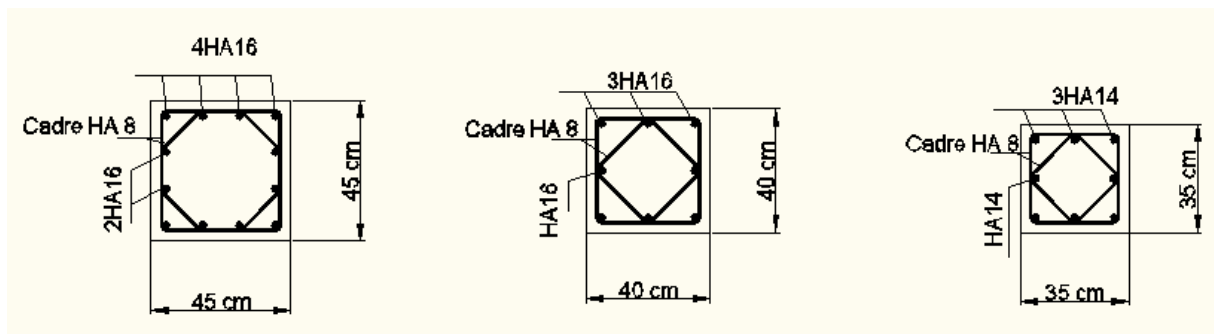
avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

➤ Sens x-x :

Poteaux	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (cm)	A_{\min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
45 × 45	705,17	37,42	0,05	1,23	12,06
	78,69	18,77	0,23	1,19	12,06
40 × 40	409,06	43,43	0,10	1,43	8,04
	214,72	0,25	0,00	4,18	8,04
35 × 35	520,98	0,01	0,00	3,20	5,66
	36,17	15,35	0,42	1,19	5,66

➤ Sens y-y:

Poteaux	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (cm)	A_{\min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
45 × 45	935,79	41,88	0,04	1,23	12,06
	78,69	0,11	0,00	1,19	12,06
40 × 40	409,06	35,28	0,08	1,43	8,08
	214,72	0,02	0,00	4,18	8,08
35 × 35	520,98	3,08	0,006	3,20	5,66
	36,17	0,55	0,015	1,19	5,66



Zone I: SS-RDC-1^{er}.

Zone II: 2^{eme} - 3^{eme} - 4^{eme}.

Zone III: 5^{eme} - 6^{eme}.

❖ Pour les poteaux circulaires :

Niv	Ø (cm)	σ_b (Mpa)	N(KN)	M(KN.m)	Ast (cm ²)	Obs.	Section min (cm ²)	Sec adoptée	ferraillage
SS ; RDC et 1^{ier} ET	45	14,2	484,87	46,99	15,49	SPC	5,65	16,08	8HA16
ET2 ; ET3 et ET4	40	14,2	197,2	38,01	11,24	SPC	5,03	12,31	8HA14
ET5 et ET6	35	14,2	102,27	18,86	8,56	SPC	4,52	9,05	8HA12

V-2- les poutres :

Après l'analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V -2-1- Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

1.35G+1.5Q (ELU)

G+Q (ELS)

G+Q±E (ACC)

0.8G±E (ACC)

➤ **Recommandations du RPA99 :**

V-2 -1-a-Armatures longitudinales :

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

- a. Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$.
- b. Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- a. 4% en zone courante.
- b. 6% en zone de recouvrement.

➤ **Poutres principales:**

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

➤ **Poutres secondaires:**

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (En zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$ (En zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres. On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V -2 -1-b- Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est :

$$A_{t_{\min}} = 0,003 S_t \times b$$

Avec:

- b: base de la section de la poutre.
- S_t : espacement des cadres.

✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est :

- $S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} \right\}$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

ϕ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-2-2)-Étapes de calcul des armatures longitudinales :

Pour les sections soumises à la flexion simple le calcul des armatures se fera en suivant les étapes suivantes :

Soit :

- A_{st} : Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.
- M_u : moment de flexion.

- 1) On calcul :
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \begin{cases} f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} & \text{avec : } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5 \text{ (situation courante).} \\ f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} & \text{avec : } \theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentel).} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} & \text{(situation courante).} \\ \gamma_s = 1 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} & \text{(situation courante).} \end{cases}$$

➤ $\mu_b \leq \mu_l = 392 \Rightarrow$ section simplement armée.

❖ Calcul des armatures comprimées:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤ $\mu_b > \mu_l = 392 \Rightarrow$ section doublement armée

➤ $\mu_b \leq \mu_l = 392 \Rightarrow$ section simplement armée.

❖ Calcul des armatures comprimées:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤ $\mu_b > \mu_l = 392 \Rightarrow$ section doublement armée

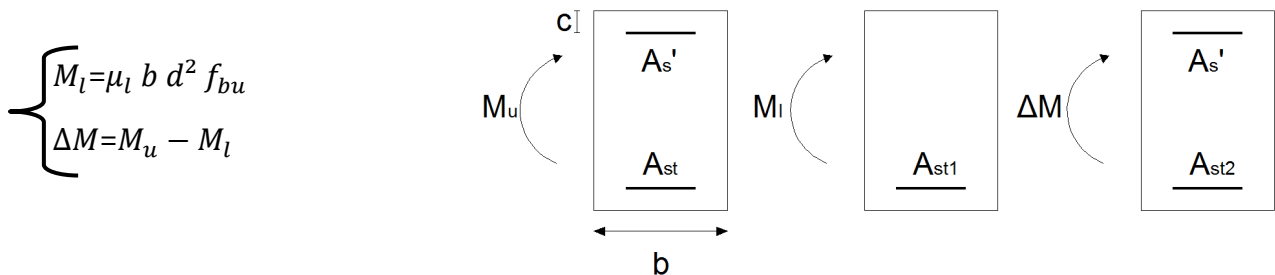
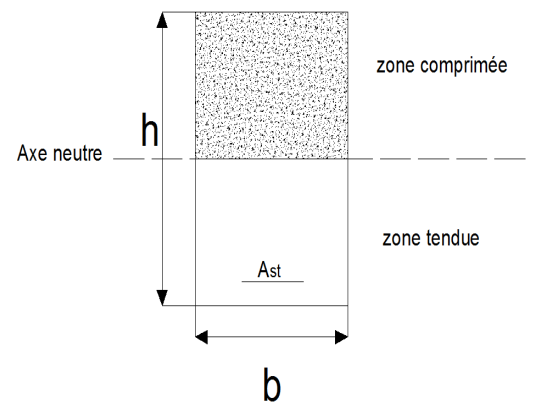


Schéma de calcul en flexion simple

Avec :

- ΔM : Moment fictif.
- M_l : Moment ultime pour une section simplement armée.
- M_u : Moment Maximum à l'ELU.
- Calcul des armatures tendues :

- Calcul des armatures comprimées:

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Calcul des armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad (\text{BAEL91-Art B.6.6}) \Rightarrow \text{La part du moment de flexion}$$

équilibrée en compression par ces armatures doit être dans tous les cas inférieure à 40 % du moment ultime qui agit sur la section $\Delta M < 0,4 M_u$.

❖ Poutres secondaires :

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

➤ En travée :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	obs	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ast adopté e	ferraillage	filante s	chapeau x
6	28,36	0,064	SSA	0,967	2,63	5,25	6,78	6HA12	3HA12	3HA12
5	29,14	0,066	SSA	0,966	2,71			6HA12	3HA12	3HA12
4	29,11	0,066	SSA	0,966	2,71			6HA12	3HA12	3HA12
3	28,96	0,066	SSA	0,966	2,69			6HA12	3HA12	3HA12
2	29,03	0,066	SSA	0,966	2,70			6HA12	3HA12	3HA12
1	28,81	0,066	SSA	0,966	2,68			6HA12	3HA12	3HA12
RDC	33,91	0,078	SSA	0,959	3,17			6HA12	3HA12	3HA12
SS	34,35	0,078	SSA	0,959	3,22			6HA12	3HA12	3HA12

Tableau 1 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	obs	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ast adopté e	ferraillage	filante s	chapeau x
6	45,50	0,150	SSA	0,918	4,45	5,25	6,78	6HA12	3HA12	3HA12
5	45,79	0,156	SSA	0,915	4,49			6HA12	3HA12	3HA12
4	46,60	0,154	SSA	0,916	4,57			6HA12	3HA12	3HA12
3	47,72	0,152	SSA	0,917	4,67			6HA12	3HA12	3HA12
2	47,03	0,150	SSA	0,918	4,60			6HA12	3HA12	3HA12
1	48,29	0,146	SSA	0,921	4,71			6HA12	3HA12	3HA12
RDC	49,71	0,162	SSA	0,911	4,90			6HA12	3HA12	3HA12
SS	50,22	0,164	SSA	0,910	4,96			6HA12	3HA12	3HA12

Tableau 2 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU (en appuis).

Ferraillage des éléments

❖ Pour la poutre principale :

➤ En travée :

Niveau	M _u (KNm)	μ	obs.	B	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ast adopté e	ferraillage	filante s	chapeau x
6	38,01	0,066	SSA	0,966	3,05	6,00	8,01	3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
5	38,99	0,068	SSA	0,965	3,14			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
4	39,82	0,068	SSA	0,965	3,20			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
3	40,01	0,070	SSA	0,964	3,22			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
2	42,50	0,072	SSA	0,963	4,43			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
1	43,88	0,074	SSA	0,962	3,54			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
RDC	45,18	0,076	SSA	0,960	3,65			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
SS	46,23	0,078	SSA	0,959	3,74			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12

Tableau 3 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU (en travée)

➤ Aux appuis :

Niveau	M _u (KNm)	μ	obs.	B	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ast adopté e	Ferraillage e	Filante s	chapeau x
6	67,98	0,11 6	SS A	0,938	5,63	6	8,01	3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
5	68,12	0,11 6	SS A	0,938	5,64			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
4	69,01	0,11 8	SS A	0,937	5,72			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
3	69,20	0,11 8	SS A	0,937	5,73			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
2	70,01	0,12 0	SS A	0,936	5,80			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
1	70,89	0,12 2	SS A	0,935	5,88			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
RDC	71,13	0,12 2	SS A	0,935	5,90			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12
SS	71,97	0,12 4	SS A	0,934	5,98			3HA14 +3HA12	3HA14	3HA12

Tableau 4 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU (aux appuis)

V.2.3) Vérifications à L'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- Poutres principales de (30×40) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 < 8,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

- Poutres secondaires de (30×35) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 < 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

➤ **Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{82,25 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 0,74 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{56,01 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,58 \text{ MPa.}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$; avec :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- Poutres secondaires : $\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

V.2.3.a) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis (BAEL91 art 5.1.32) :

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0,40 \frac{0,9 \times db \times f_{ct28}}{\gamma_b}$$

▪ **Pour les Poutres principales :**

$$T_u = 82,25 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0,40 \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ KN.}$$

▪ **Pour les Poutres secondaires :**

$$T_u = 56,01 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0,40 \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN.}$$

Les conditions sont vérifiées.

V.2.3.b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

▪ **Appuis de rive : (Art 5.1.31 / BAEL91)**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Poutres principales (PP) :**

$$A_{s\min} \text{ à ancrer} = \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{82,25 \times 10^3}{348 \times 100} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{adopté}} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

▪ **Appuis intermédiaires : (Art A.5.1.32/ BAEL 91) :**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime, M_u est inférieur à $0,9.V_{ud}$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale a :

$$V_{\max} + \frac{M}{0,9 \times d}$$

Donc :

$$A_s \geq (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{L}{f_{su}}$$

$$\text{- Poutres principales: } 82,25 - \frac{176,11}{0,9 \times 0,37} = -446,61 < 0$$

$$\text{- Poutres secondaires : } 56,01 - \frac{71,116}{0,9 \times 0,32} = -190,92 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)**

• **Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier que :

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

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

✓ Poutres principales

$$\mu_i = n \pi \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,724 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{82,25 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 20,724} = 1,19 \text{ MPa} < 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

✓ Poutres secondaires :

$$\mu_i = n \pi \varnothing = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{56,01 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 22,608} = 0,86 \text{ MPa} < 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

V.2.4- Longueur de scellement droit :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$LS = \frac{\varnothing f_e}{4 \overline{\tau_{se}}}$$

Avec la valeur de la contrainte d'adhérence est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 (\Psi_s)^2 \times f_{c28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

Pour $\varnothing 12$: $LS = 45 \text{ cm.}$

Pour $\varnothing 14$: $LS = 50 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $ls = 18,00 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $ls = 20,00 \text{ cm.}$

V.2.5. Calcul des armatures transversales :

V.2.5.1. Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,4 ; 14 ; 30) \quad \text{où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.}$$

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

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$.

✓ **Espacement d'armature :**

Zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \Phi \right\} \quad \text{donc: } s_t < \min \{ 10 \text{ cm} ; 14,4 \}$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$.

Zone courante (travée) : $S' \leq \frac{h}{2}$ donc : $S' = 20 \text{ cm}$.

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

V.2.5.2. Poutres secondaires :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq \min (10 ; 12 ; 30)$ où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.

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

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$.

✓ **Espacement d'armature :**

Zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \Phi \right\} \quad \text{donc: } s_t < \min \{ 8,75\text{cm} ; 14,4 \}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$.

Zone courante (travée) : $S' \leq \frac{h}{2}$ donc : $S' = 17,2 \text{ cm}$.

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

✓ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$\Phi_t \leq \min (10 ; 12 ; 30)$ où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.

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

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de d'encastrement.

V.2.5.3. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutre rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principale PP : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

Poutre secondaire PS : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

V.2.6. Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui sont leurs relatives :

- ✓ Etats limite d'ouverture des fissures.
- ✓ Etats limite de résistance du béton en compressions.
- ✓ Etats limite de déformation.

V.2.6.1. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

V.2.6.2 Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec: $K = \frac{1}{K_1}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

σ_s : La contrainte dans l'acier ; A : armature adoptées à L'ELU.

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à L'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Pour les poutres secondaires :

En travées :

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
6	20,64	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	108,35	7,39	15	Vérifiée
5	21,04	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	110,45	4,20	15	Vérifiée
4	21,025	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	110,37	4,20	15	Vérifiée
3	20,92	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	109,82	4,17	15	Vérifiée
2	20,96	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	110,03	4,18	15	Vérifiée
1	20,81	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	109,92	4,18	15	Vérifiée
RDC	24,21	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	127,09	4,83	15	Vérifiée
SS	24.53	6.78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	128.77	4 ,89	15	Vérifiée

Tableau 5 : Vérification du ferraillage des poutres secondaire en travée à l'ELS

Chapitre V

Ferrailage des éléments

Aux appuis :

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
6	47,60	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	249,88	9,50	15	Vérifiée
5	49,68	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	260,79	9,91	15	Vérifiée
4	48,82	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	256,28	9,74	15	Vérifiée
3	48,11	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	252,55	9,60	15	Vérifiée
2	46,97	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	246,57	9,37	15	Vérifiée
1	45,71	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	239,95	9,11	15	Vérifiée
RDC	50,53	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	265,26	10,08	15	Vérifiée
SS	50,86	6,78	0,704	0,878	25 ,98	0,038	266,69	10,13	15	Vérifiée

Tableau 5 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire en appuis à l'ELS.

❖ **Pour les poutres principales :**

En travées :

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
6	22.22	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	116.64	4.43	15	Vérifiée
5	24.06	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	126.30	4.80	15	Vérifiée
4	23.28	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	122.21	4.64	15	Vérifiée
3	22.25	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	116.80	4.43	15	Vérifiée
2	19.21	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	100.84	3.83	15	Vérifiée
1	16.24	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	85.25	3.24	15	Vérifiée
RDC	13.30	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	51.11	1.94	15	Vérifiée
SS	7.47	8.01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	28.71	1.10	15	Vérifiée

Tableau 5 : Vérification du ferrailage des poutres principale en travée à l'ELS

Chapitre V

Ferrailage des éléments

Aux appuis :

Niveau	M _s (KNm)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
6	34,01	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	130,70	4,97	15	Vérifiée
5	35,45	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	136,23	5,18	15	Vérifiée
4	32,43	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	124,62	4,74	15	Vérifiée
3	30,99	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	119,10	4,53	15	Vérifiée
2	26,66	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	102,45	3,89	15	Vérifiée
1	20,00	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	76,86	2,92	15	Vérifiée
RDC	16,97	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	65,22	2,48	15	Vérifiée
SS	9,78	8,01	0,704	0,878	25 ,98	0,038	37,58	1,43	15	Vérifiée

Tableau 5 : Vérification du ferrailage des poutres principale en appuis à l'ELS.

V.2.7) Vérification de la flèche

Art B.6.5.2 BAEL 91 pport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

➤ Calcul de la flèche

On faite le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Sens longitudinal, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{6005}{500} = 12.01 \text{ mm}$

Sens transversal, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$

✓ Vérification de la flèche **Art B.6.5.2 BAEL 91**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec

A_s : Section adopté en travée

M_t : Moment max en travée à l'ELS

M_0 : Moment max isostatique

✓ **Poutre principale**

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{605} = 0,066 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,066 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{34,35}{10 \times 120,09} = 0,028 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{8,01}{30 \times 37} = 0,007 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.8) Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il ya lieu d'observé les recommandations suivantes.

La longueur de chapeaux à partir des nœuds d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grand portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grand portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

V-3- les Voiles :

Un voile est un élément structural de contreventement qui soumit à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion Composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs, on a décomposé le bâtiment en trois zone :

- Zone I : S sol ; RDC et 1^{ère}
- Zone II : 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} étage.
- Zone III : 5^{ème} et 6^{ème} étage.

➤ Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91
$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$
- Selon le RPA version 2003
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

➤ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

V.3.1-Ferraillage des voiles

- La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ Exposé de la méthode :

- La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivantes :

- $$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
- $$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Chapitre V

Ferrailage des éléments

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \text{ (Art 7.7.4.RPA 99) Avec :}$$

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

- **La longueur de la zone comprimée.**

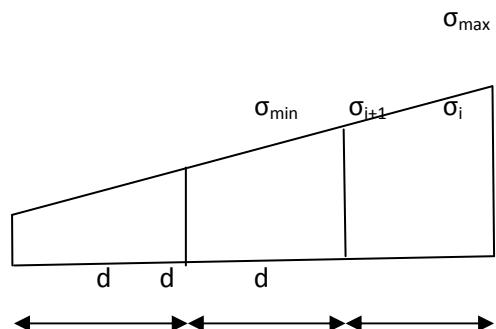
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

➤ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

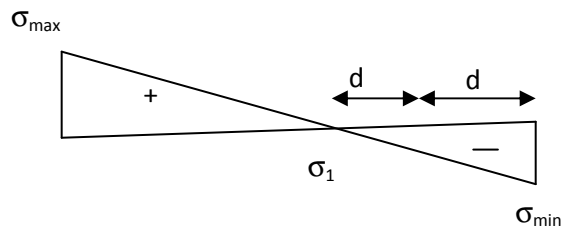
e : épaisseur du voile.



➤ Section partiellement comprimée :

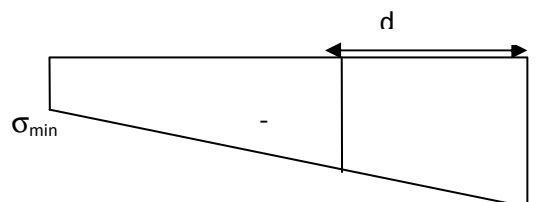
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



➤ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Détermination des armatures :**

➤ **Pour une section entièrement comprimée :**

a) Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

Avec : B : Section du béton comprimé.

➤ **Pour une Section entièrement tendue**

a) Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier).}$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

a) Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier).}$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Chapitre V

Ferraillage des éléments

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

$A_H \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10\% B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

— Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

— Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

d) Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.3.2- Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

Ferraillage minimal :

D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec : B : section du béton.

V.3.3- Disposition constructives :

a) Espacement constructive :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - S_t \leq 1.5 \times e \\ - S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (\text{Article 7.7.4.3 du RPA 2003})$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.4) vérifications l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

Avec :

- N_s : effort normal appliqué (G + Q).
- B : section du béton
- A : section d'armature adoptée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après l'art 7.7.2 du RPA 99-V2003 : $\tau_b = \frac{1,4 T_u}{b \times 0,9L} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$.

- d : épaisseur de voile ;
- 0,9L : hauteur utile ; (L : hauteur de la section brute du voile).

D'après l'art A.5.1.1 du BAEL91 : $\tau_b = \frac{T_u}{b \times 0,9L} < \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0,64 f_{c28}^{2/3}$.

Exemple de ferraillage « VT₃ » en zone I :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3,5 \text{ m} \quad e = 0,2 \text{ m} \quad B = 0,7 \text{ m}^2 \quad I = 0,71 \text{ m}^4 \quad v = v' = \frac{L}{2}$$

Sollicitations de calcul:

$$N_{\max} = 690,79 \text{ KN} \quad T = 337,39 \text{ KN} \quad M = 1170,81 \text{ KN/m}$$
$$N_s = 914,82 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y = \left[\frac{690,79}{0,7} + \frac{1170,81}{0,71} (1,75) \right] 10^{-3} = 3,854 \text{ MPa.} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y = \left[\frac{690,79}{0,7} - \frac{1170,81}{0,71} (1,75) \right] 10^{-3} = -1,88 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{3,854}{3,854 + 1,88} (3,50) = 2,35$$

Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 3,5 - 2,3 = 1,2 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur (d) :**

Avec $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$

$$d = 1,53 \text{ m}$$

➤ **Détermination des armatures :**

- **1ere bande : d= 1,53m**

$$\sigma_1 = \frac{(L_c - d)\sigma_{min}}{L_c} = \frac{(1,35 - 1,53) \times 2,17}{1,53} = 1,347 MPa$$

$$N_1 = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_1)}{2} d \cdot e = \frac{(1,88 + 1,347)10^3}{2} \times 1,53 \times 0,2 = 493,73 KN$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{493,73 \times 10^3}{348} = 14,18 cm^2$$

- **2ème bande : d=1,53m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{1,347 \times 10^3}{2} \times 1,53 \times 0,2 = 206,1 KN$$

Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{201,6 \times 10^3}{348} = 5,9 cm^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{min} = \max \left[\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,0015 d \cdot e \right]$$

$$A_{min} = \max \left[\frac{0,23 \times 350 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,0015 \times 0,6 \times 0,2 \right] = 10,5 cm^2$$

- **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 T}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 337,39 \times 10}{400} = 12,98 cm^2$$

$$A_{v1'} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 17,4 cm^2$$

$$A_{v2'} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,15 cm^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1ere bande : 2(6HA14) = 18,46 cm² avec espacement de 10 cm

2ème bande : 2(10HA10) = 10,04 cm² avec espacement de 15 cm

Soit : **A_{VT} = 13,4 + 10,04 = 23,44**

Chapitre V

Ferrailage des éléments

D'après le BAEL 91 :

- **Armatures horizontales :**

$$A_H = \max \left\{ \frac{A_{\text{adopté}}}{4} ; 0, 15\% B \right\}$$

$$A_H = \max \left\{ \frac{23,44}{4} ; 0, 0015 \times 350 \times 20 \right\} = 10,5 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_H = 2(7\text{HA}10) = 10,98 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) \implies S_t = 30 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{914,82 \times 10^3}{(200 \times 3500) + 15(1098)} = 1,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

a) RPA99-V2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4 T_u}{e x d} = \frac{1,4 (337,39)(10^3)}{200 \times 0,9 \times 3500} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

b) BAEL91:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times 0,9L} = \frac{(337,39)(10^3)}{200 \times 0,9 \times 3500} = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \frac{1}{1,15} 0,64 (25)^{2/3} = 4,76 \text{ Mpa}$$

(Condition vérifiée)

Les tableaux suivants donnent les résultats des ferrailages des différents voiles :

Chapitre V

Ferrailage des éléments

- Voiles transversales:
VT1 ; VT2 ; VT5 et VT6

	Zone		I	II	III
Caractéristiques	L	(m)	5	5	5
	E	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	1	1	1
	I	(m ⁴)	2,08	2,08	2,08
	V=V'=L/2	(m)	2,5	2,5	2,5
sollicitations	N _{max}	(KN)	2785,87	1597,69	583,88
	M	(KNm)	2625,49	1575,08	574,32
	N _s	(KN)	1565,6	1020,39	425,81
	T	(KN)	549,57	478,45	287,08
	σ _{max}	(KN/m ²)	5936	3488	1273
	σ _{min}	(KN/m ²)	-365	-292	-105
	nature de la section		Spc	Spc	Spc
	Lc	(m)	4,71	4,6	4,62
	Lt	(m)	0,29	0,4	0,38
	D	(m)	1,53	1,53	1,53
	σ ₁	(KN/m ²)	4008	2331	851
	N ₁	(KN)	669,07	401,32	146,2
	N ₂	(KN)	613,22	356,64	130,2
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	19,22	11,53	4,2
	A _{v2}	(cm ²)	17,62	10,24	3,7
	A _{min}	(cm ²)	15	15	15
	A _{vi}	(cm ²)	21,15	18,42	11,05
	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	(cm ²)	24,5	16,13	6,96
	A2=A _{v2} +A _{vi} /4	(cm ²)	22,9	14,84	6,46
	choix de la section	bande1	2(4HA14+2HA20)	2(6HA14)	2(6HA10)
		bande2	2(15HA10)	2(15HA10)	2(15HA10)
	Section Utilisée	bande1	24,86	18,46	9,42
		bande2	23,52	23,52	23,52
	Espacement	bande1	10	10	10
		bande2	10	10	10
	Ah	(cm ²)	15	15	15
	A _h choix de la section/ml Cm ²		2(7HA8+8HA8)=15,04	2(7HA8+8HA8)=15,04	2(7HA8+8HA8)=15,04
Vérification	τ _b =5Mpa		0,85	0,74	0,44
	τ _u =4,76		0,61	0,53	0,32
	σ _{bc} =15		1,62	1,08	0,45

Chapitre V

Ferrailage des éléments

VT3 et VT4 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques	L	(m)	3,5	3,5	3,5
	E	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,7	0,7	0,7
	I	(m ⁴)	0,71	0,71	0,71
	V=V'=L/2	(m)	1,75	1,75	1,75
sollicitations	N _{max}	(KN)	690,79	654,58	385,08
	M	(KNm)	1170,81	725,42	335,24
	N _s	(KN)	914,82	664,78	281,35
	T	(KN)	337,39	304,84	186,1
	σ _{max}	(KN/m ²)	3854	2712	1371
	σ _{min}	(KN/m ²)	-1880	-841	-271
	nature de la section		Spc	Spc	Spc
	Lc	(m)	2,35	2,67	2,9
	Lt	(m)	1,15	0,83	0,6
	D	(m)	1,53	1,53	1,53
	σ ₁	(KN/m ²)	1347	1158	653
	N ₁	(KN)	493,73	305,84	141,37
	N ₂	(KN)	206,1	177,17	99,9
	N ₃	(KN)	206,1	177,17	99,9
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	14,18	8,78	4,06
	A _{v2}	(cm ²)	5,9	5,1	2,87
	A _{min}	(cm ²)	10,5	10,5	10,05
	A _{vi}	(cm ²)	12,98	11,73	7,16
	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	(cm ²)	17,42	11,71	5,85
	A2=A _{v2} +A _{vi} /4	(cm ²)	9,15	8,03	4,66
	choix de la section/nappe	bande1	2(6HA14)	2(6HA12)	2(6HA10)
		bande2	2(10HA10)	2(10HA10)	2(10HA10)
	Section Utilisée	bande1	18,46	13,56	9,42
		bande2	15,70	15,70	15,70
	Espacement	bande1	10	10	10
		bande2	10	10	15
	Ah	(cm ²)	10,5	10,5	10,5
	A _b choix de la section/ml Cm ²		2(7HA10)=10,98	2(7HA10)=10,98	2(7HA10)=10,98
Vérification	τ _b =5Mpa		0,75	0,67	0,41
	τ _u =4,76		0,53	0,48	0,29
	σ _{bc} =15		1,88	1,19	0,47

Chapitre V

Ferrailage des éléments

VT7 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques	L	(m)	1,83	1,83	1,83
	e	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,36	0,36	0,36
	I	(m ⁴)	0,10	0,10	0,10
	V=V'=L/2	(m)	0,92	0,92	0,92
sollicitations	N _{max}	(KN)	336,71	430,46	325,52
	M	(KNm)	224 ,69	204,31	257,83
	N _s	(KN)	800 ,05	333,24	237,85
	T	(KN)	72,26	41,82	35,94
	σ _{max}	(KN/m ²)	2933	3002	3199
	σ _{min}	(KN/m ²)	-1093	-653	-1420
	nature de la section		Spc	Spc	Spc
	Lc	(m)	1,33	1,5	1,23
	Lt	(m)	0,5	2	0,6
	d	(m)	0,89	2	0,85
	σ ₁	(KN/m ²)	978	1001	1066
	N ₁	(KN)	184,32	165,4	211,31
	N ₂	(KN)	87,04	100,1	90,61
	A _{v1}	(cm ²)	6,3	4,75	6,07
	A _{v2}	(cm ²)	3,68	2,87	2,6
Ferrailage	A _{min}	(cm ²)	5,4	5,15	5,49
	A _{vi}	(cm ²)	2,78	1,61	1,38
	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	(cm ²)	6,99	5,33	6,41
	A2=A _{v2} +A _{vi} /4	(cm ²)	4,37	3,25	2,94
	choix de la section/nappe	bande1	2(2HA16)	2(2HA16)	2(2HA16)
		bande2	2(12HA10)	2(12HA10)	2(12HA10)
	Section Utilisée	bande1	8,04	8,04	8,04
		bande2	9,42	9,42	9,42
	Espacement	bande1	15	15	15
		bande2	15	15	15
	Ah	(cm ²)	5,49	5,49	5,49
	A _b choix de la section/ml Cm ²		2(6HA8)=6,02	2(6HA8)=6,02	2(6HA8)=6,02
Vérification	τ _b =5Mpa		0,31	0,32	0,15
	τ _u =4,76		0,21	0,12	0,10
	σ _{bc} =15		2,06	0,82	0,93

Chapitre V

Ferrailage des éléments

- Voiles longitudinales

VH1 ; VH3 ; VH6 et VH9

	Zone		I	II	III
Caractéristiques	L	(m)	0,95	0,95	0,95
	e	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,19	0,19	0,19
	I	(m ⁴)	0,013	0,013	0,013
	V=V'=L/2	(m)	0,47	0,47	0,47
sollicitations	N _{max}	(KN)	891,88	779,34	377,28
	M	(KNm)	1101,896	808,07	376,702
	N _s	(KN)	707,83	521,78	273,41
	T	(KN)	282,58	240,96	119,33
	σ _{max}	(KN/m ²)	41322	30963	14508
	σ _{min}	(KN/m ²)	-31934	-22759	-10536
	nature de la section		Spc	Spc	Spc
	Lc	(m)	0,53	0,55	0,55
	Lt	(m)	0,41	0,4	0,4
	d	(m)	0,35	0,365	0,367
	σ ₁	(KN/m ²)	6047,12	2709,26	1196,91
	N ₁	(KN)	1329,34	929,59	430,59
	N ₂	(KN)	211,65	98,88	43,92
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	18,19	14,71	12,37
	A _{v2}	(cm ²)	6,08	2,84	1,26
	A _{min}	(cm ²)	2,29	2,85	1,65
	A _{vj}	(cm ²)	10,87	9,27	4,59
	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	(cm ²)	20,9	16,02	13,52
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	(cm ²)	8,79	5,16	2,79
	choix de la section/nappe	bande1	2(2HA20+4HA12)	2(6HA14)	2(4HA14+2HA12)
		bande2	2(4HA12)	2(4HA12)	2(4HA12)
	Section Utilisée	bande1	21,6	18,46	16,82
		bande2	9,04	9,04	9,04
	Espacement	bande1	10	10	10
		bande2	15	15	15
	A _h	(cm ²)	14,09	9,35	4,78
	A _{h min}	(cm ²)	5,4	2,85	1,65
	A _h choix de la section/ml Cm ²		2(9HA10)=14,12	2(10HA8)=10,04	2(6HA8)=6,02
Vérification	τ _b =5Mpa		2,31	1,97	0,9
	τ _u =4,76		1,6	1,4	0,69
	σ _{bc} =15		5,56	4,17	2,29

Chapitre V

Ferrailage des éléments

VH4 ; VH5 et VH8

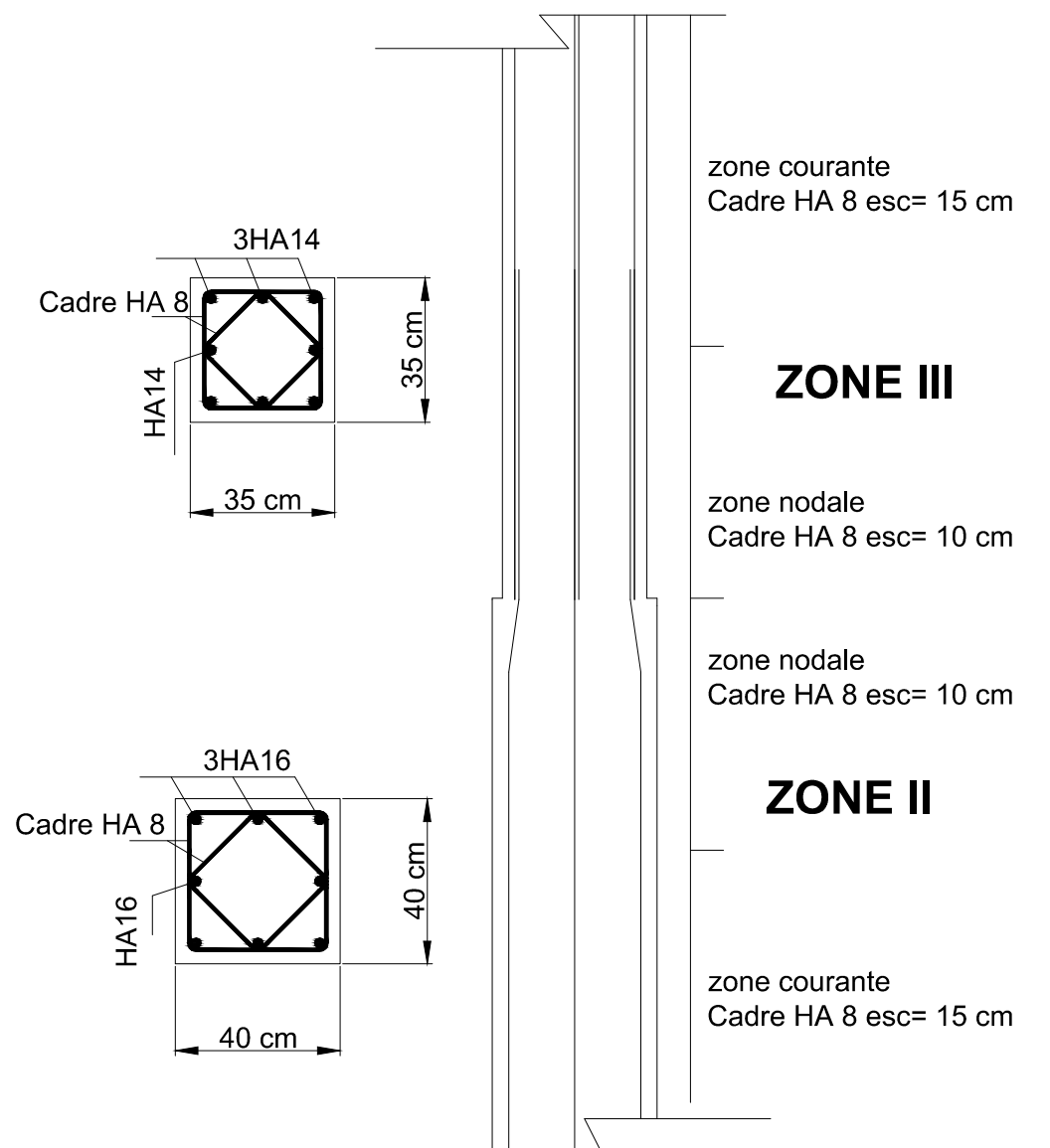
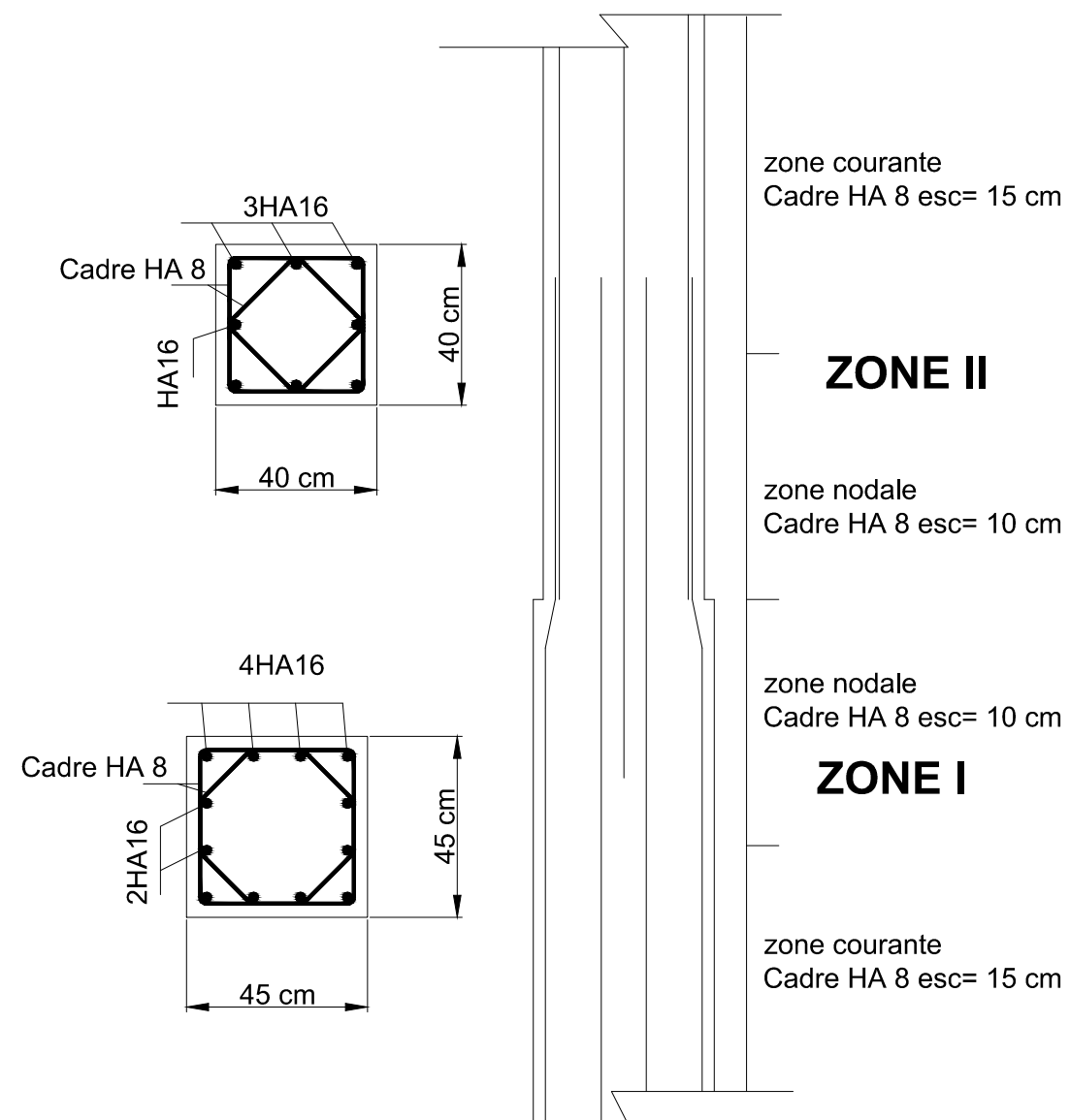
	Zone		I	II	III
Caractéristiques	L	(m)	1,83	1,83	1,83
	e	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,366	0,366	0,366
	I	(m ⁴)	0,102	0,102	0,102
	V=V'=L/2	(m)	0,915	0,915	0,915
sollicitations	N _{max}	(KN)	1342,08	888,76	379,61
	M	(KNm)	640,214	548,76	394,1
	N _s	(KN)	976,08	647,5	276,98
	T	(KN)	207,67	151,61	98
	σ _{max}	(KN/m ²)	9402	7344	4568
	σ _{min}	(KN/m ²)	-2068	-2488	-2493
	nature de la section		Spc	Spc	Spc
	Lc	(m)	1,5	1,37	1,18
	Lt	(m)	0,33	0,46	0,65
	d	(m)	1	0,91	0,79
	σ ₁	(KN/m ²)	3134	2465,86	1523
	N ₁	(KN)	520,2	450,8	317,26
	N ₂	(KN)	313,4	224,4	120,32
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	14,9	12,95	9,11
	A _{v2}	(cm ²)	9,00	6,45	3,45
	A _{min}	(cm ²)	4,5	4,1	4,11
	A _{vj}	(cm ²)	7,99	5,83	3,7
	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	(cm ²)	15,9	14,41	10,00
	A2=A _{v2} +A _{vj} /4	(cm ²)	10,9	7,9	4,37
	choix de la section/nappe	bande1	2(4HA16)	2(4HA16)	2(4HA16)
		bande2	2(4HA14)	2(4HA14)	2(4HA14)
	Section Utilisée	bande1	16,08	16,08	16,08
		bande2	12,3	12,3	12,3
	Espacement	bande1	10	10	10
		bande2	15	15	15
	A _h	(cm ²)	6,76	5,76	3,76
	A _{h min}	(cm ²)	4,5	4,11	3,54
	A _h choix de la section/ml Cm ²		2(7HA8)=7,02	2(6HA8)=6,02	2(5HA8)=5,02
Vérification	τ _b =5Mpa		0,88	0,64	0,42
	τ _u =4,76		0,63	0,46	0,29
	σ _{bc} =15		3,14	2,28	1,13

Chapitre V

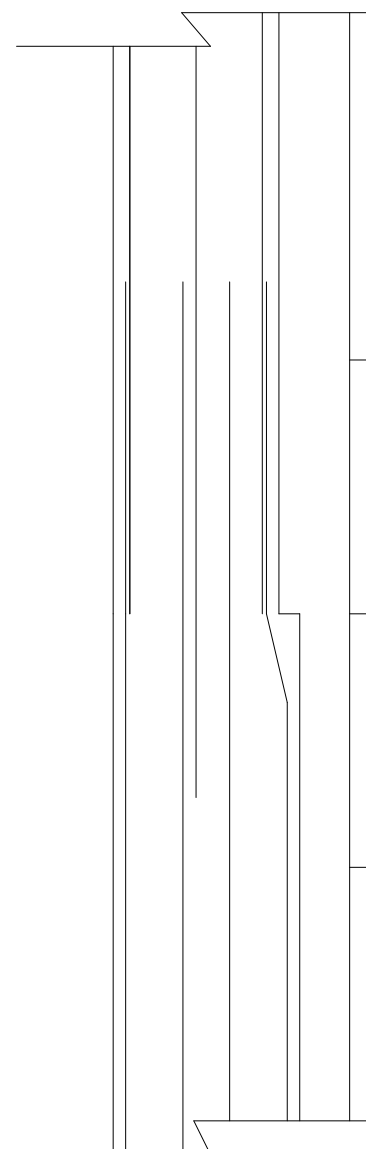
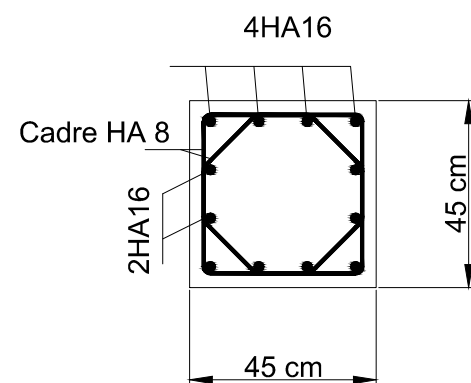
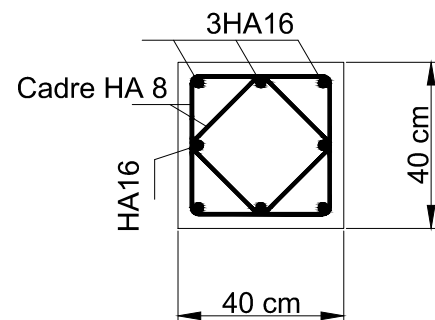
Ferrailage des éléments

VH2 et VH7 :

	Zone		I
Caractéristiques	L	(m)	5
	e	(m)	0,20
	B	(m ²)	1
	I	(m ⁴)	2,08
	V=V'=L/2	(m)	2,5
sollicitations	N _{max}	(KN)	1589,76
	M	(KNm)	2151,51
	N _s	(KN)	1120,38
	T	(KN)	1103,94
	σ _{max}	(KN/m ²)	4172
	σ _{min}	(KN/m ²)	-992
	nature de la section		Spc
	Lc	(m)	4,04
	Lt	(m)	0,96
	d	(m)	1,53
	σ ₁	(KN/m ²)	2477,12
	N ₁	(KN)	530,77
	N ₂	(KN)	379
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	15,25
	A _{v2}	(cm ²)	10,9
	A _{min}	(cm ²)	15
	A _{vi}	(cm ²)	42,5
	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	(cm ²)	25,87
	A2=A _{v2} +A _{vi} /4	(cm ²)	21,53
	choix de la section/nappe	bande1	2(2HA20+6HA12)
		bande2	2(15HA10)
	Section Utilisée	bande1	26,12
		bande2	23,54
	Espacement	bande1	10
		bande2	10
	Ah	(cm ²)	15
	A _h choix de la section/ml Cm ²		2(7710HA10)=15,7
Vérification	τ _b =5Mpa		1,71
	τ _u =4,76		1,22
	σ _{bc} =15		1,35



poteaux intermédiaires



zone courante
Cadre HA 8 esc= 15 cm

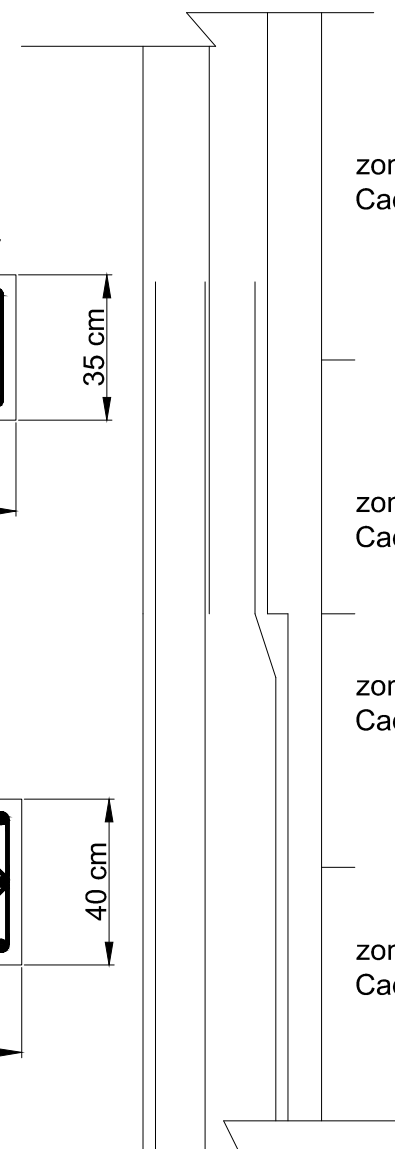
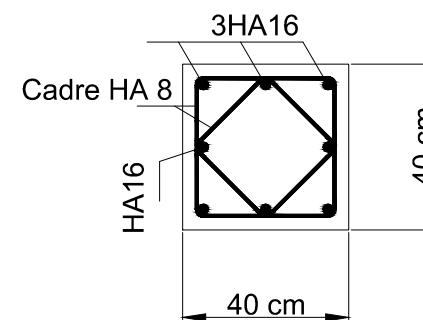
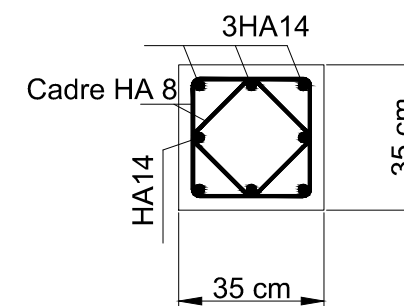
ZONE II

zone nodale
Cadre HA 8 esc= 10 cm

zone nodale
Cadre HA 8 esc= 10 cm

ZONE I

zone courante
Cadre HA 8 esc= 15 cm



zone courante
Cadre HA 8 esc= 15 cm

ZONE III

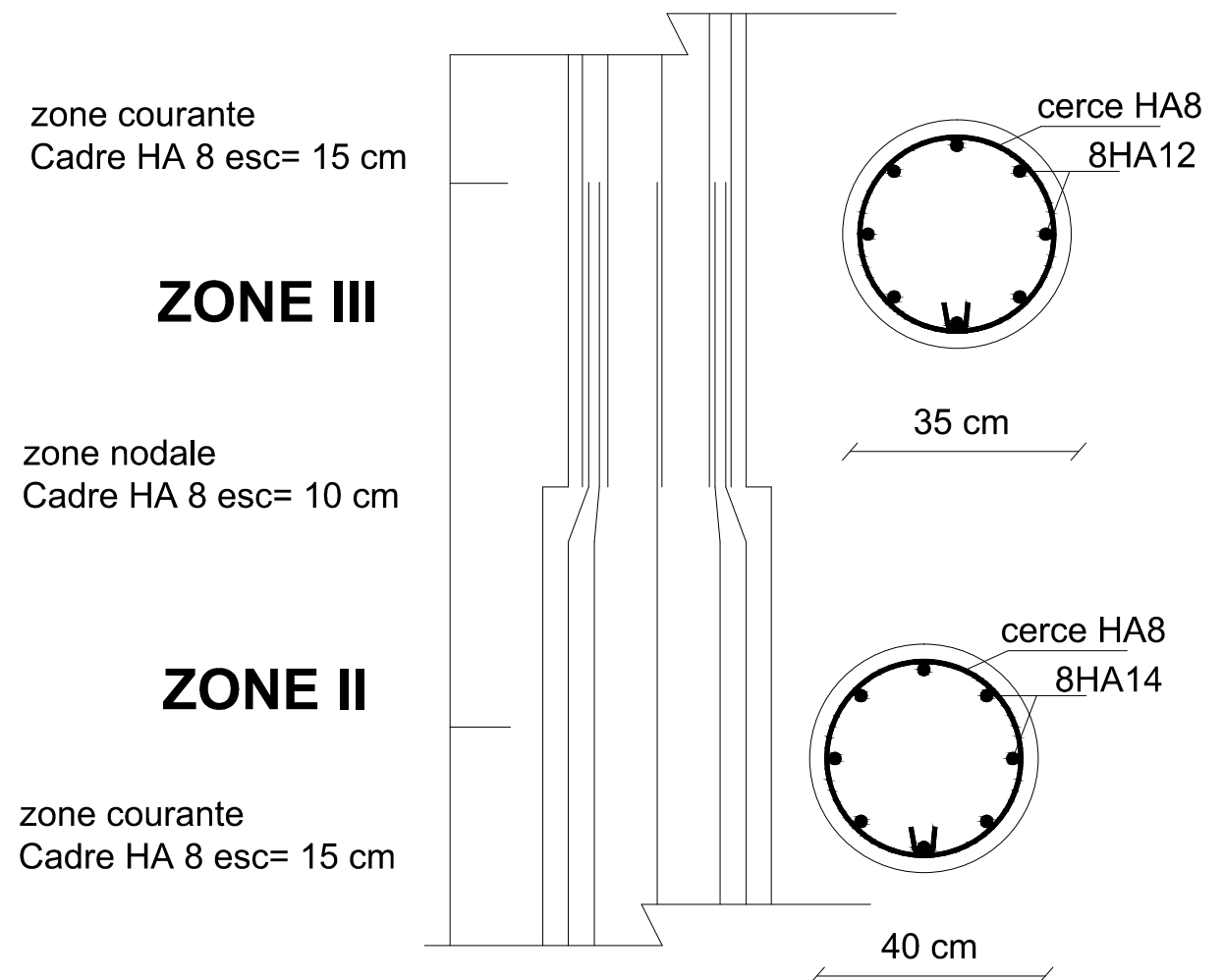
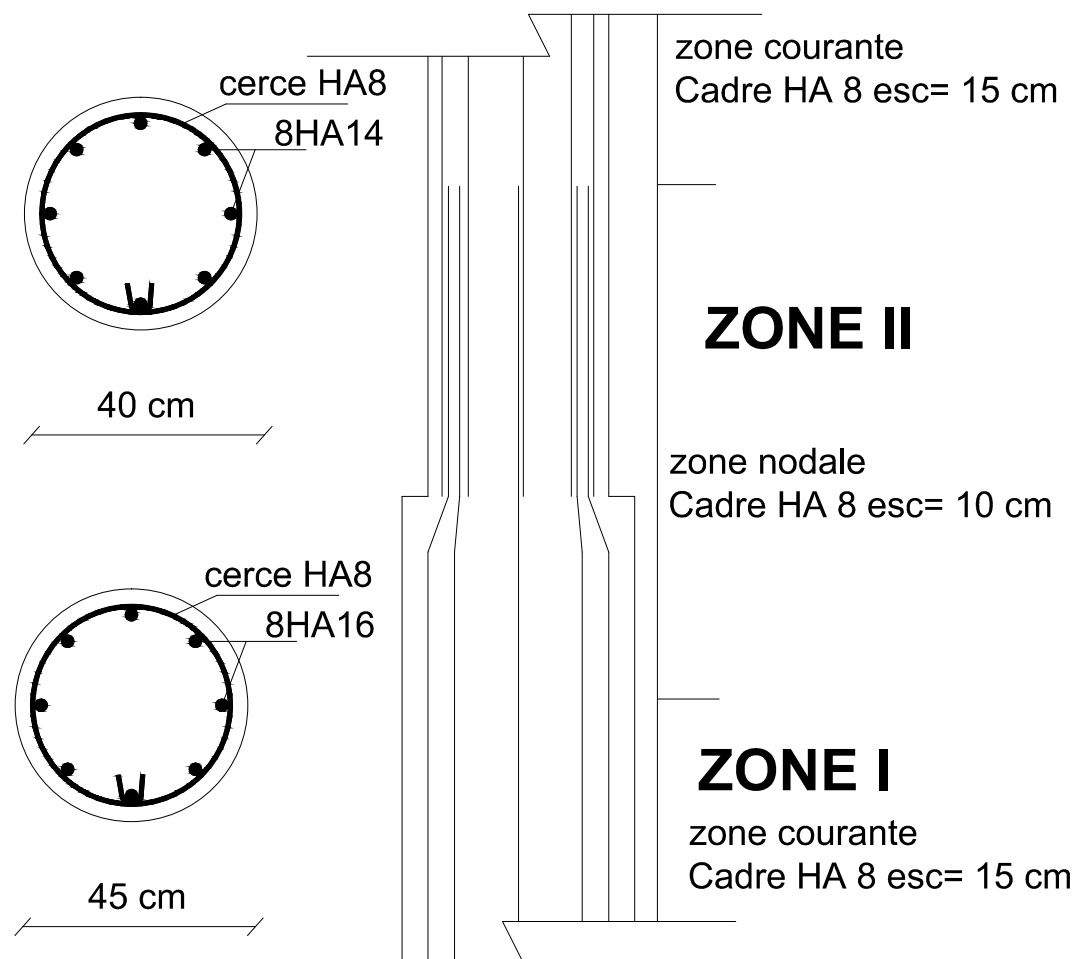
zone nodale
Cadre HA 8 esc= 10 cm

zone nodale
Cadre HA 8 esc= 10 cm

ZONE II

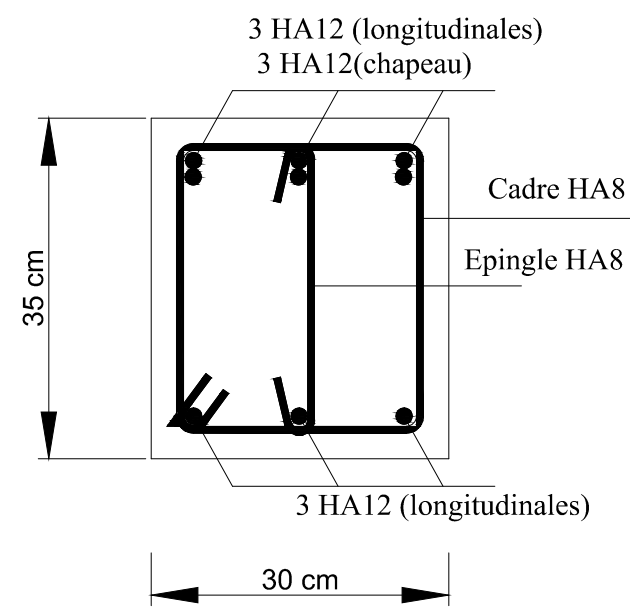
zone courante
Cadre HA 8 esc= 15 cm

poteaux de rives

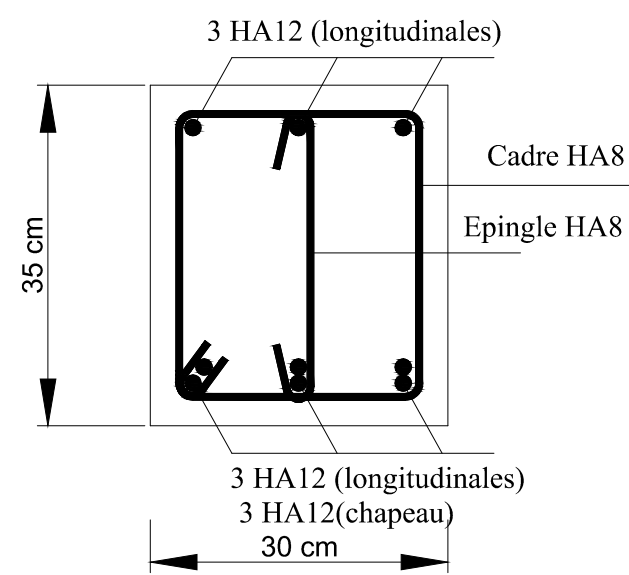


poteaux circulaires

Ferailages des poutres secondaires

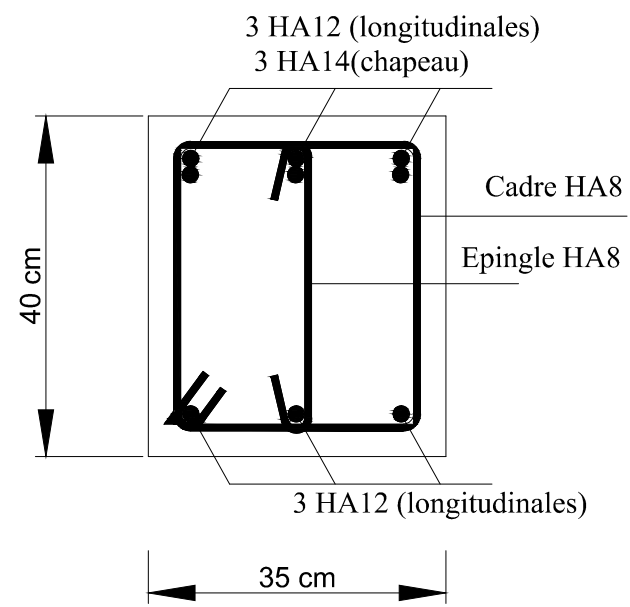


aux appuis

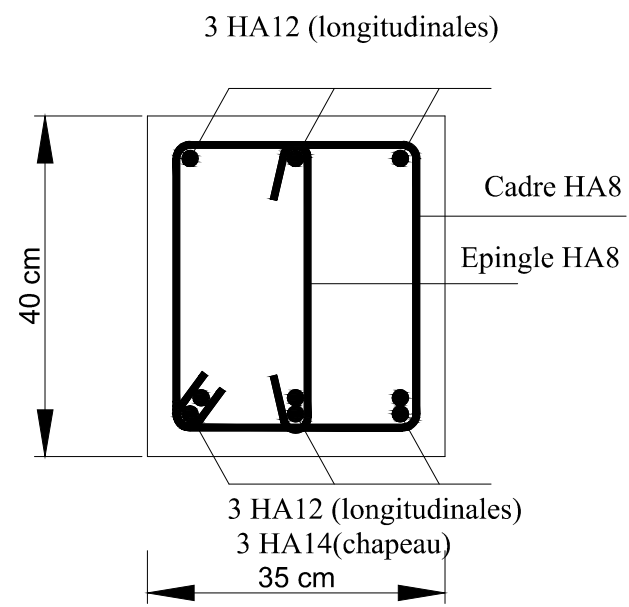


en travée

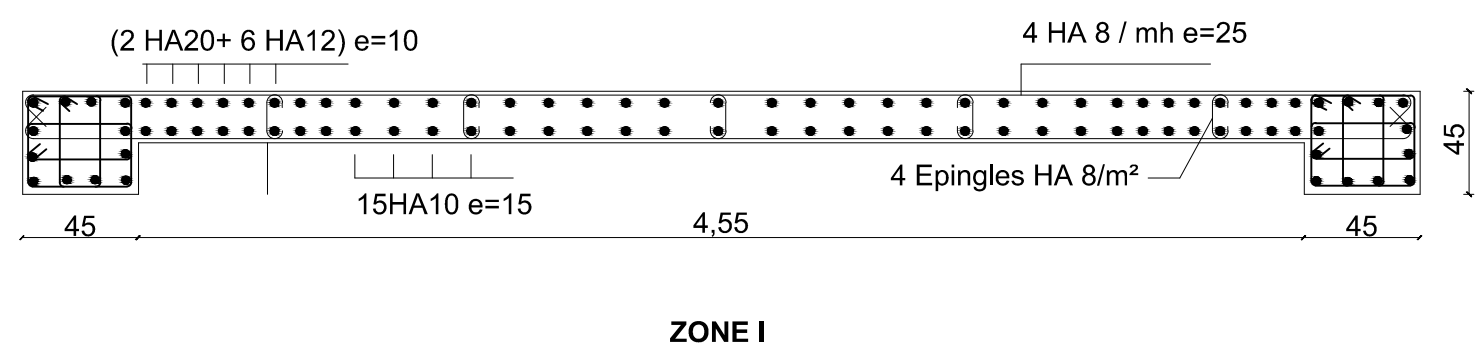
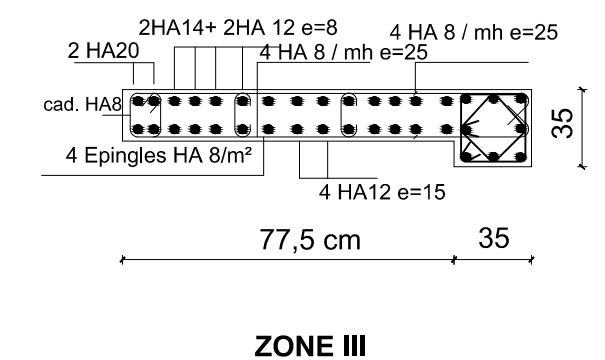
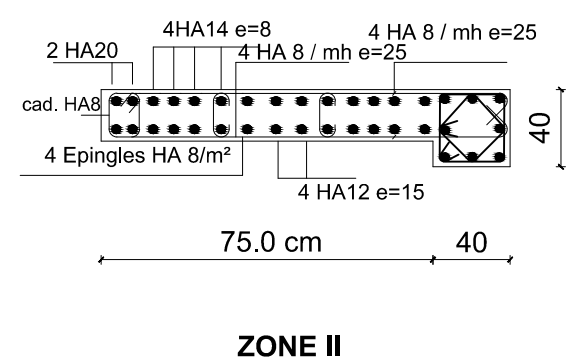
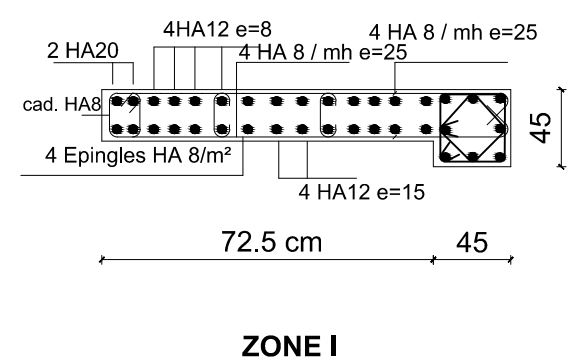
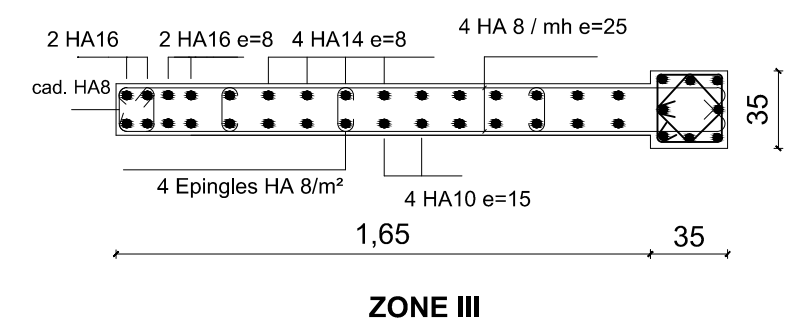
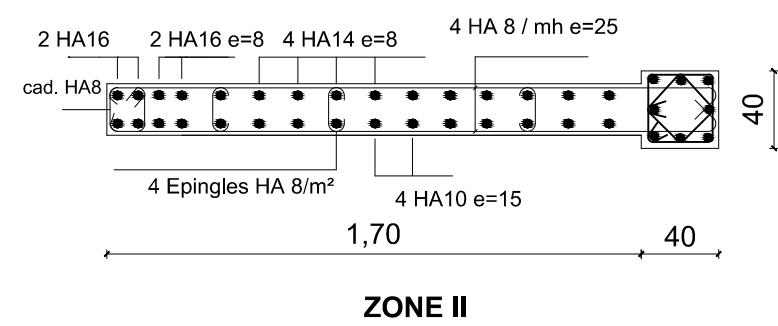
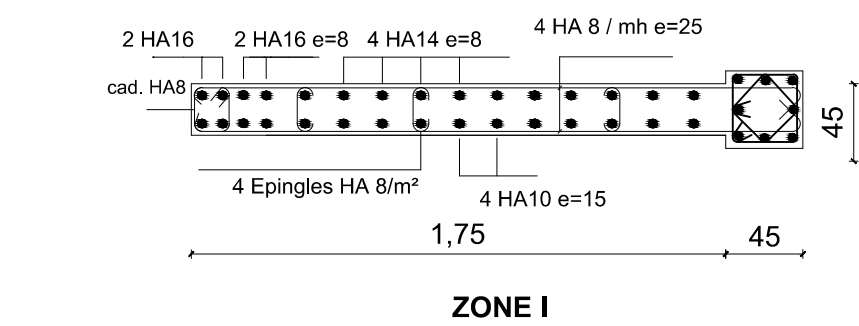
Ferailages des poutres principales



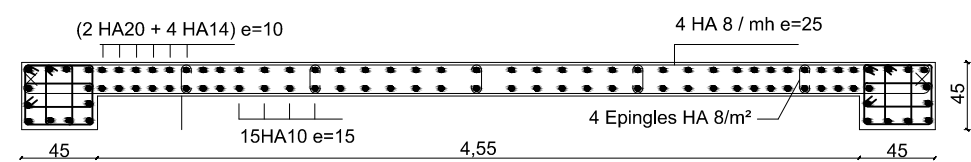
aux appuis



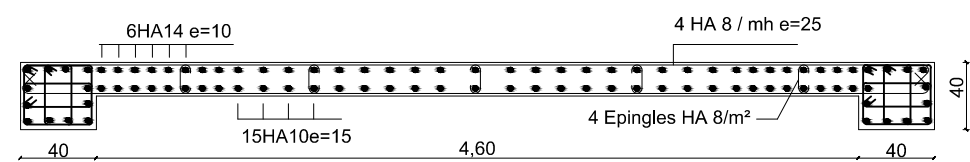
en travée



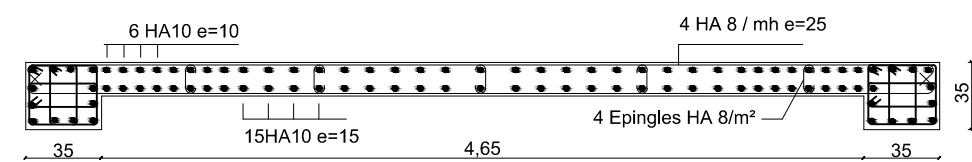
Ferrailages des voiles longitudinales



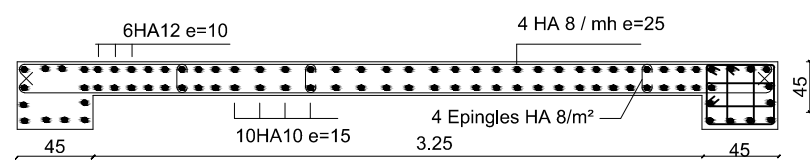
ZONE I



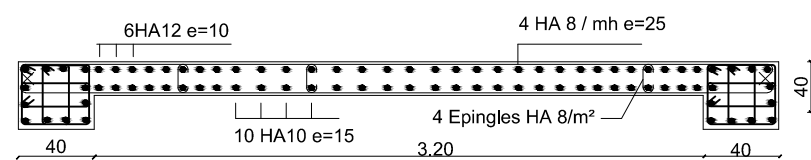
ZONE II



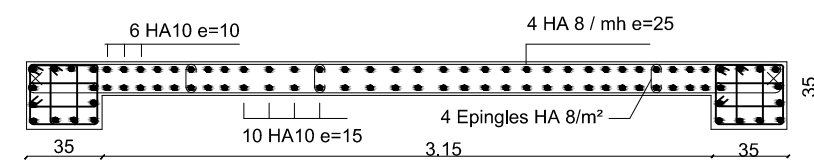
ZONE III



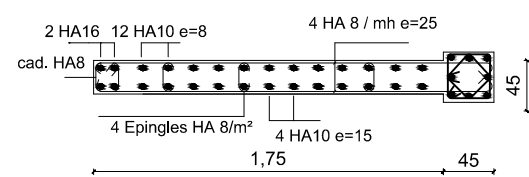
ZONE I



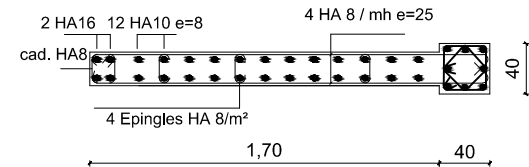
ZONE II



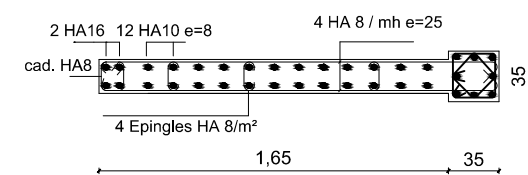
ZONE III



ZONE I



ZONE II



ZONE III

Ferrailages des voiles transversales

VI.1) Introduction :

On appelle infrastructure, les parties enterrées d'un ouvrage, qui servent à répartir de manière égale le poids de la construction sur le sol.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol. On réalise dans ce cas, des fondations superficielles dans l'encastrement (D) est inférieur à 4 ou 5 fois la largeur (B). Dans le cas contraire, on a affaire à des fondations semi profondes ou profondes.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée, dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Un effort horizontal : résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur ou en direction;
- Un moment : qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les puits.
- Les pieux

VI.2) Le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend généralement des critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VI.3)Pré-dimensionnement des semelles :

1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal (ELS), à la base des poteaux qui sont en contact avec le sol.

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$\Rightarrow A = B \quad (\text{poteaux carré})$$

D'où :

$$B^2 = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

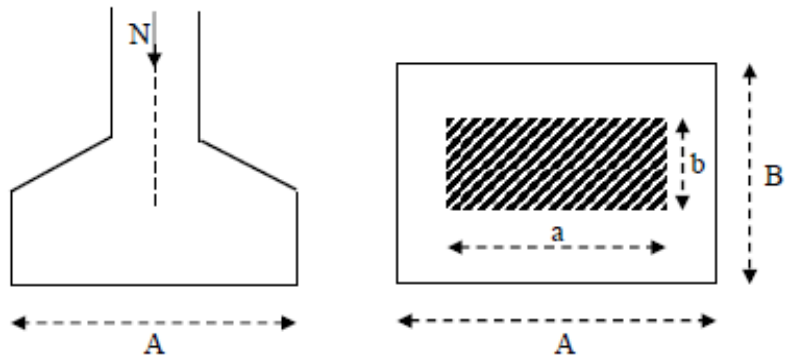
avec :

- $\bar{\sigma}_{sol}$: capacité portante du sol ;
- B : largeur de la fondation.

onà : $N_s = 932,02 \text{ KN}$.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 270 \text{ KN/m}^2 = 0,27 \text{ MPa}$$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{932,02}{270}} = 1,86 \text{ m}$$



Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes :

2-1) Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

■ Voiles sens transversal :

Voiles	N (KN)	L (m)	B(m)	S (m ²)
VT1	1565.6	5	1,16	5,8
VT2	1388.24	5	1,03	5,15
VT3	838.04	3,5	0,88	3,08
VT4	914.82	3,5	0,97	3,39
VT5	1085.02	5	0,8	4
VT6	1134.96	5	0,84	4,2
VT7	800.05	1,83	1,62	2,96
Somme				28,58

▪ Voiles sens longitudinal :

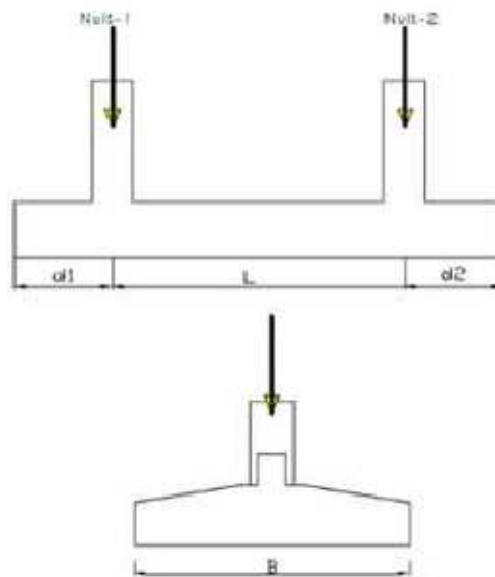
Voiles	N (KN)	L (m)	B(m)	S (m ²)
2×(VL1)	669,45	0,95	2,6	2 × 2,47
VL2	807,81	5	0,59	2,95
2×(VL3)	648,66	0,95	2,53	2 × 2,04
VL4	426,16	1,83	0,86	1,57
VL5	976,08	1,83	1,97	3,6
VL6	775,46	3,3	0,87	2,87
VL7	1120,38	5	0,83	4,15
VL8	836,95	1,83	1,69	3,09
2×(VL9)	568,49	0,95	2,22	2 × 2,11
Somme				31,47

▪ Surface totale des semelles filantes sous voile :

$$S_t = 28,58 + 31,47 = 60,05 \text{ m}^2$$

2-2) Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

➤ Cas d'une semelle filante sous deux poteaux :



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.

➤ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée du point d'application de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des contraintes sous la semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ répartition triangulaire.

Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ répartition trapézoïdale.

$$q_{min}^{max} = \frac{N}{L} (1 \pm 6e) \quad ; \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \quad ; \quad B = \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On étudie les filles // à l'axe (xx), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

L= 24.25m

Poteaux	N _s (KN)	e _i (m)	N _s × e _i (KN.m)	M _i (KN.m)
C11	250,76	-12,13	-3041,72	-0,085
C15	433,39	-8,83	-3826,83	0,014
C19	517,44	-5,53	-2861,44	3,97
C23	277,05	-0,53	-146,83	1,11
C27	430,33	2,77	1192,01	-0,17
C31	920,44	6,07	5587,07	-1,36
C35	314,44	12,12	3811,03	1,68
Somme	3144	/	713,29	5,16

$$e = \frac{\sum N_s e_i + \sum M_i}{R} = 0,23 < \frac{L}{6} = \frac{24,25}{6} = 4,04$$

⇒ La répartition des charges est trapézoïdale :

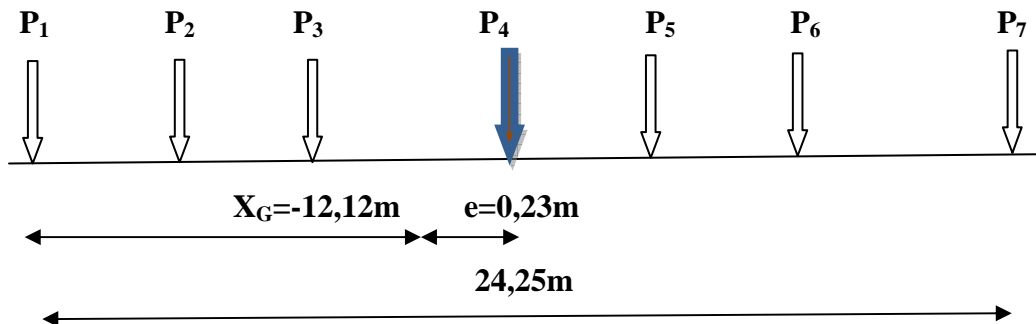


Fig : Sollicitation revenant à la semelle

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3144}{24,25} \left(1 + \frac{3 \times 0,23}{24,25}\right) = 133,34 \text{ [KN/ml]}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{133,34}{270} = 0,5$$

❖ On a opté pour B = 1 m (On arrondit la largeur de la semelle à 1m pour tenir compte éventuellement du poids propre de la semelle).

La surface de la semelle sous poteaux est de : $1\text{m} \times 24,25 = 24,25\text{m}^2$.

La surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = 4 \times 24,25 \text{ m}^2 + [1 \times (12,65 \text{ m} \times 1 \text{ m})] + [1 \times (9,35 \text{ m} \times 1 \text{ m})] + [1 \times (6,05 \times 1)] = 125,05 \text{ m}^2$$

Surface semelle filantes sous voiles	Surface semelle filantes sous poteaux	Surface totales du bâtiment
60,05 m ²	125,05 m ²	506,98 m ²

$$(60,05 + 125,05) = 185,1 \text{ m}^2 < 0,5 (506,98) = 253,49 \text{ m}^2$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (ST<50%), alors on opte pour des semelles filantes.

Etude de la semelle filante

Epaisseur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

h_s: Hauteur de la semelle.

b: largeur du poteau dans le sens x.

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{100-35}{4} + 5 = 21,25$$

on prend : **h_s = 35 cm**

b. Etude de la poutre de rigidité :

Dimensionnement :

La hauteur h_p :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{6} \quad \Longrightarrow \quad \frac{605}{9} \leq h_p \leq \frac{605}{6}$$

$$67,22 \leq h_p \leq 100,8 \quad \Longrightarrow \quad \text{on opte pour : } \mathbf{h_p = 80 \text{ cm}}$$

La largeur b_p :

$$\frac{1}{2} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \quad \Longrightarrow \quad \frac{80}{2} \leq b_p \leq \frac{160}{3}$$

$$40 \leq b_p \leq 53,33 \quad \Longrightarrow \quad \text{on opte pour : } \mathbf{b_p = 50 \text{ cm}}$$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

Donc les dimensions de la poutre de rigidité sont (50x80) cm².

C. Ferrailage de la poutre (ELU) :

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteaux	N _u (KN)	e _i (m)	N _u × e _i (KN.m)	M _i (KN.m)
C11	343,68	-12,13	-4168,83	0,4
C15	597,98	-8,83	-5280,16	10,7
C19	714,05	-5,53	-3948,69	10,29
C23	379,3	-0,53	-201,03	11,78
C27	593,03	2,77	1642,69	1,96
C31	1278,01	6,07	7757,52	15,6
C35	314,44	12,12	3811,01	2,28
Somme	4220,49	/	-387,49	53,01

Tab : Sollicitations sur la poutre de rigidité.

$$e = \frac{\sum N_u e_i + \sum M_i}{\sum N_u} = -0.08$$

$$q_u = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{4220,49}{24,25} \left(1 + \frac{3 \times -0,08}{24,25}\right) = 172,32 \text{ [KN/ml]}$$

d. Calcul des moments isostatiques:

Travée 1-2 ; 2-3 ; 4-5 et 5-6

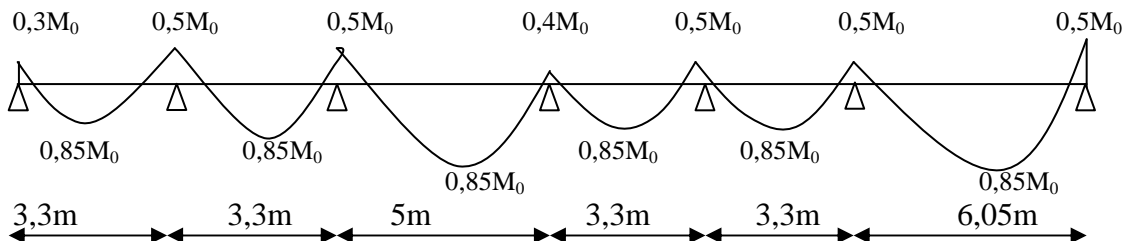
$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{172,32 \times 3,3^2}{8} = 234,57 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4:

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{172,32 \times 5^2}{8} = 538,5 \text{ KN.m}$$

Travée 6-7 :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{172,32 \times 6,05^2}{8} = 588,41 \text{ KN.m}$$



Calcul des armatures dans les nervures :(les moments fléchissant sont repris par les nervures) :

Sachant que : $\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$

$$A_u = \frac{M}{\beta \times d \times x}$$

Appuis	M _a (KN.m)	μ	β	A _u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
1	70,37	0,017	0,991	2,72	4HA10	3,14
2	117,28	0,029	0,985	4,5	4HA12	4,52
3	269,25	0,067	0,965	10,6	4HA12+4HA14	10,67
4	215,4	0,053	0,972	8,49	6HA14	9,23
5	117,28	0,029	0,985	4,5	4HA12	4,52
6	394,2	0,098	0,948	14,09	4HA14+4HA16	14,19
7	236,52	0,059	0,969	9,33	4HA12+4HA14	10,67

Tableau : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

Travée	M _a (KN.m)	μ	β	A _u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
1-2	199,38	0,049	0,975	7,83	4HA16	8,04
2-3	199,38	0,049	0,975	7,83	4HA16	8,04
3-4	457,73	0,11	0,939	18,6	4HA16+6HA16	20,1
4-5	199,38	0,049	0,975	7,83	4HA16	8,04
5-6	199,38	0,049	0,975	7,83	4HA16	8,04
6-7	500,14	0,128	0,948	20,02	4HA16+6HA16	20,1

Tableau : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

➤ **Verifications à l'ELU :**

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd f_{28}/f_e = 0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1 / 400 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq A_{\min} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \implies \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (2,28 ; 5 ; 1,6) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm} \text{ On prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA10

$$\text{Donc } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

-Calcul des espacements :

Selon le **RPA 99 (corrigé en 2003)**, l'espacement entre les cadres doit être

❖ **En zone nodale :**

- $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l \max} ; 30 \right) \text{ cm}$
- $S_t \leq \min (20 ; 19,2 ; 30) \text{ cm}$
- $S_t \leq 19,2 \text{ cm}$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$ on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

On a :

$$A_l \geq 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon le BAEL 91 :

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b (1,68 - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 3,14 \times 400}{50 (1,68 - 0,3 \times 2,1)} = 19,13 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 19,13 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

VI-4-VERIFICATION A L'ELS :

VI-4- 1-Vérification de la contrainte dans le béton :

-Dans le béton : On doit vérifiée :

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

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = 0,39 \quad (A_u: \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{K_1 \times \beta_1 \times d \times A}; \quad (K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés à partir des annexes})$$

-Dans l'acier : On doit vérifiée :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}})$$

Avec :

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

▪ Calcul des moments isostatiques:

$q_s = 133,34 \text{ KN/ml}$ (est déjà calculée).

Travée 1-2 ; 2-3 ; 4-5 et 5-6

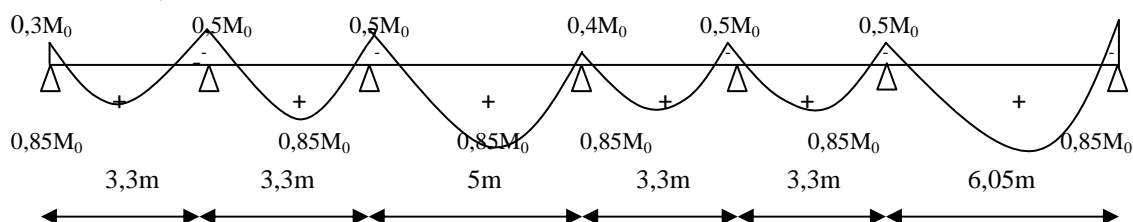
$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{133,34 \times 3,3^2}{8} = 181,5 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4:

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{133,34 \times 5^2}{8} = 416,68 \text{ KN.m}$$

Travée 6-7 :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{133,34 \times 6,05^2}{8} = 610 \text{ KN.m}$$



Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appuis	M _a (KN .m)	A(adop tée cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
1	54,45	3,14	0,083	0,951	87,0	2,79	15	CV
2	90,75	4,52	0,12	0,942	71,21	3,9	15	CV
3	208,34	10,67	0,28	0,916	44,52	6,38	15	CV
4	168,67	9,23	0,24	0,921	48,29	5,47	15	CV
5	90,75	4,52	0,12	0,942	71,21	3,9	15	CV
6	305	14,19	0,37	0,905	37,63	8,41	15	CV
7	183	10,67	0,28	0,916	44,52	6,38	15	CV

Tableau : Vérifications des contraintes aux appuis.

Aux travées :

travées	M _t (KN .m)	A(adop tée cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
1-2	154,27	8,04	0,21	0,926	52,57	5,25	15	CV
2-3	154,27	8,04	0,21	0,926	52,57	5,25	15	CV
3-4	354,17	20,1	0,53	0,891	30,87	8,54	15	CV
4-5	154,27	8,04	0,21	0,926	52,57	5,25	15	CV
5-6	154,27	8,04	0,21	0,926	52,57	5,25	15	CV
6-7	518,5	20,1	0,53	0,891	30,87	12,5	15	CV

Tableau : Vérifications des contraintes aux travées.

Conclusion :

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaites.

V.I-5) Ferrailage de la semelle dans le sens "Y" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 b \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} N_{uf} = B \times \sigma_{(3/4)} \times 100 \\ \sigma_{(3/4)} = \frac{\Sigma N_s}{B \times L_t} \end{cases}$$

A_B : Est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$\sigma_{(3/4)} = \frac{3144}{1,86 \times 24,25} = 69,7 \text{ KN/m}^2$$

$$B = 1,86 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 69,7 \times 1,86 \times 100 = 12964,2 \text{ kN/m}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{12964,2 (186 - 35)}{8 \times 35 \times 348} = 20 \text{ mm/ml} = 2 \text{ cm/ml}$$

On prend **4HA 12 = 4,52 cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA10 = 3,14 cm²**

V.I-6) Ferrailage de la semelle sous voiles :

- **Dimensionnement :** $B = 1m$; $\bar{\sigma}_{sol} = 0,27MPa$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B \times L} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{1385,24 \times 10^3}{1000 \times 5000} = 0,27 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{838,04 \times 10^3}{1000 \times 3500} = 0,23 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{914,82 \times 10^3}{1000 \times 3500} = 0,26 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{1085,02 \times 10^3}{1000 \times 5000} = 0,21 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{1134,96 \times 10^3}{1000 \times 5000} = 0,22 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{807,81 \times 10^3}{1000 \times 5000} = 0,16 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{426,16 \times 10^3}{1000 \times 1830} = 0,2 < \sigma_{sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{775,46 \times 10^3}{1000 \times 3300} = 0,23 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

$$\checkmark \quad \sigma_{sol} = \frac{1120,38 \times 10^3}{1000 \times 5000} = 0,22 < \sigma_{adm \ sol} = 0,27MPa$$

- **Calcul du moment M_u :**

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1m.

$$M_u = \frac{N_u(B - b)^2}{8 \times B} = \frac{1284,99 \times (1 - 0,35)^2}{8 \times 1} = 67,86KN.m$$

- **Calcul des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{0,9 \times d \times \sigma_s} = \frac{67,86 \times 10^6}{0,9 \times 750 \times 348} = 289mm^2$$

D'où : $A_s = 2,89$

Soit :

$$4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20cm$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2$$

Soit :

$$4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et seront munis decrochets.

VI-7) Ferrailage de la longrine :

❖ **Le rôle des longrines :**

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Dimensionnement : Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art-10.1.1)** sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$: Site de catégorie S2 et S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$: Site de catégorie S4

On adoptera pour notre cas une section de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ (S3).

Calcul des armatures :

❖ **Armatures longitudinales :**

D'après le RPA 99 modifié 2003 les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisées.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

$$N = 1565,6$$

$$\alpha = 12 \text{ (zone Iia ; site 3)}$$

$$\text{Donc : } F = \frac{1565,6}{12} = 130,46 \text{ kN} > 20 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{130,46 \times 10^3}{348} = 374 \text{ mm}^2$$

$$A = 3,74 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 modifié 2003, le ferrailage minimum exigé est de 0,6 % de la section :

$$A_{\min} = 0,006 \times 30 \times 25 = 4,5 > A = 3,74 \text{ cm}^2$$

On doit adopter la section minimale du RPA qui est de $4,5 \text{ cm}^2$.

$$\text{On opte : } A_{\text{long}} = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_{\text{long}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On fixe les armatures transversales à des cadres de $\emptyset = 8 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- $St \leq \min (20 ; 15 \emptyset_l) \text{ cm.}$
- $St \leq \min (20 ; 18) \text{ cm.}$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15\text{cm}$.

❖ **Poutre de rigidité**

- **Dimensionnement**

La hauteur = 80 cm

La largeur = 50 cm

❖ **Le ferrailage**

✓ **Armatures longitudinales**

Aux appuis :

$4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,67\text{cm}^2$

En travées :

$4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20,6\text{cm}^2$

Armatures transversales

$4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

espacement

en zone nodale : $S_t = 15\text{cm}$

en zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

Semelle filante sous poteau et sous voiles

Dimensionnement

La hauteur = 35cm

La largeur = 80cm

Ferrailage

✓ **Armatures longitudinales :**

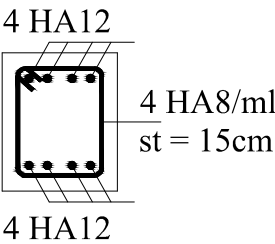
$4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2$

$4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

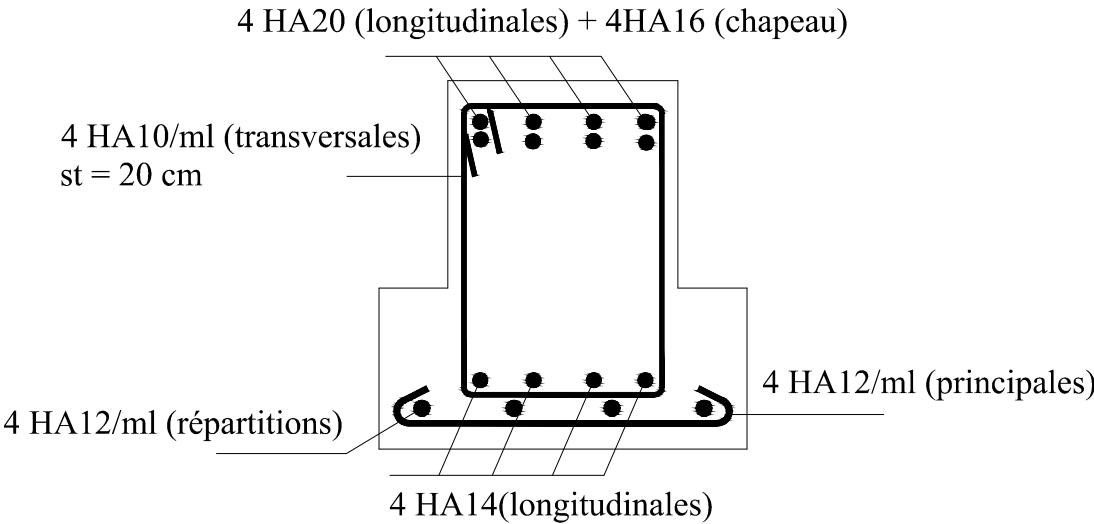
espacement :

$S_t = 20\text{cm}$

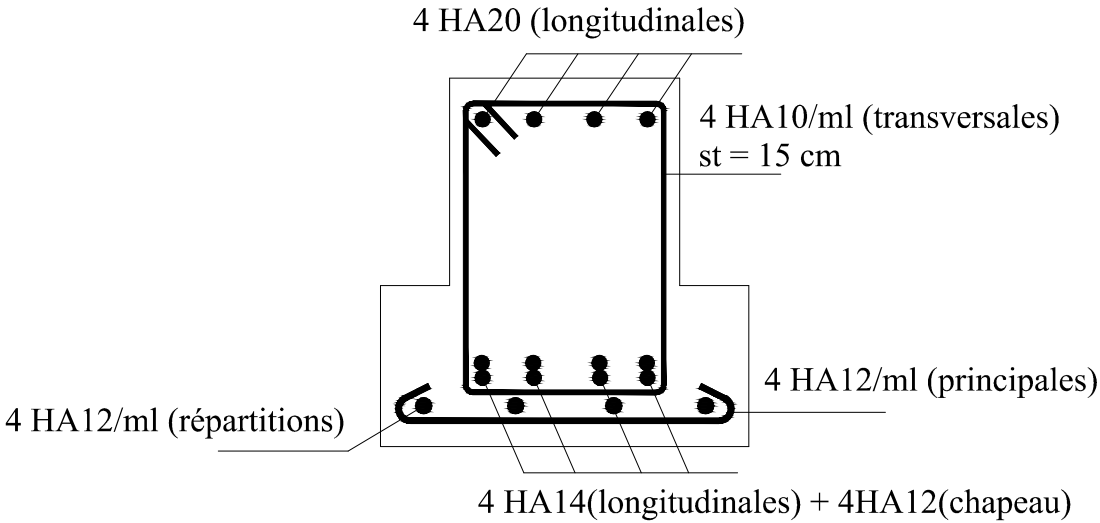
Ferailages des fondations



Longrine



En travée



Aux appuis

semelles filantes + poutres de rigidités

VII.1) Introduction :

Un ouvrage de soutènement est conçu pour soutenir un massif de sol et assurer la stabilité d'un éventuel ouvrage sous-jacent à ce sol.

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut-être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par des ancrages.

Le tableau 1 montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples.


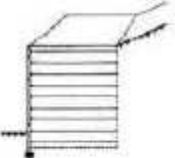
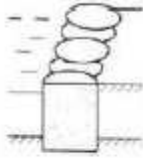

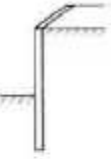
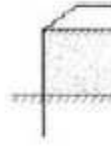
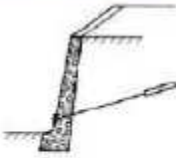
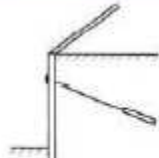
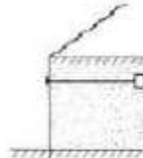
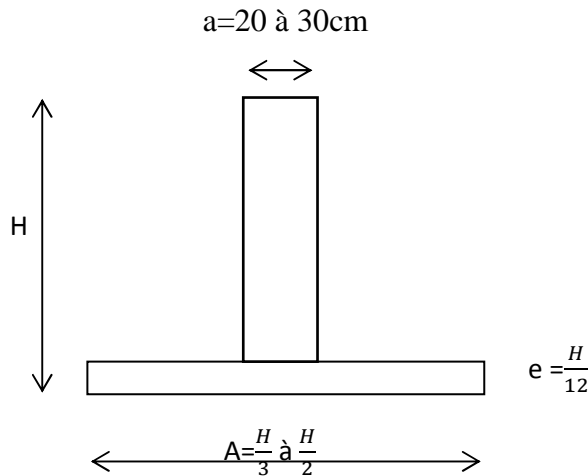
Tableau 1 – Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Tableau 1 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

VII.2) pré dimensionnement du mur :

Dans notre cas, on opte pour la réalisation d'un mur de soutènement en béton armé, son pré-dimensionnement sera effectué à base des formules suivantes :



On adopte les dimensions suivantes :

$A = 1.50 \text{ m}$; $e = 0,30 \text{ m}$; $a = 0,25 \text{ m}$.

VII.3) Méthode de calcul :

Vu que le mur n'est pas solidaire avec la structure, donc celui-ci sera considéré comme étant une console encastrée à sa base, subissant un moment d'encastrement qui est dû à la poussée des terres :

1) Détermination de la contrainte engendrée par la poussée des terres :

❖ **Méthode de RANKINE :**

➤ **Condition d'application de la méthode :**

- l'écran est vertical ;
- pas de frottement entre le sol et l'écran ;
- Massif à surface libre plane.

Dans notre cas, toutes les conditions sont satisfaites, ce qui nous amène à dire que la méthode de Rankine est applicable.

➤ **Calcul de la contrainte derrière l'écran :**

Dans notre cas, on a un sol frottant ($\varphi \neq 0$, $C = 0$). Le voile (l'écran) est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres qui s'exercent sur sa face, qui sont σ_h et σ_v :

$$\text{Sachant que : } \sigma_h = K \cdot \sigma_v \begin{cases} K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{(poussée active)} \\ K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4}\right) & \text{(poussée passive)} \end{cases}$$

φ : Étant l'angle de frottement interne du sol.

➤ **Caractéristiques du sol :**

- Poids volumique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$;
- Angle de frottement interne du sol: $\varphi = 30^\circ$;
- Cohésion : $C = 0 \text{ KN/m}^2$
- surcharge éventuelle : $q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Calcul des contraintes :**

❖ **ELU :**

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a (1,35 \gamma h + 1,5 q)$$

$$\varphi = 30^\circ \longrightarrow K_a = 0,333 \longrightarrow \sigma_h = 0,333 (1,35 \times 18 h + 1,5 \times 2,5) = 8,09 h + 1,25$$

$$h = 0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 26,01 \text{ KN/m}^2$$

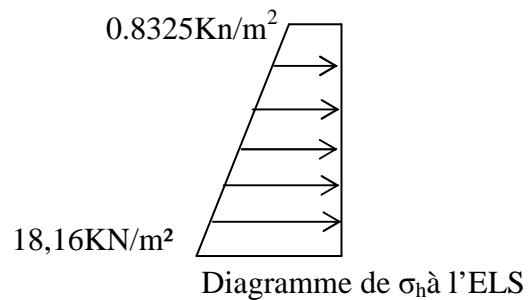
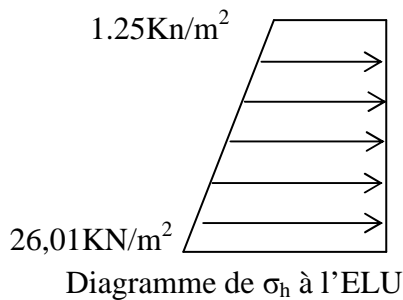
❖ **ELS:**

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v = K_a (\gamma h + q)$$

$$\varphi = 30^\circ \longrightarrow K_a = 0,333 \longrightarrow \sigma_h = 0,333 (18 h + 2,5) = 6 h + 0,8325$$

$$h = 0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 0,8325 \text{ KN/m}^2$$

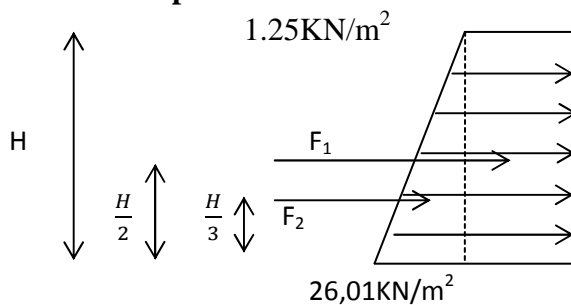
$$h = 3,06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 18,36 \text{ KN/m}^2$$



Remarque :

- Le moment max que subit le voile, se trouve à la base (point d'encastrement voile /semelle).
- le calcul se fera pour une bonde de voile en flexion simple.

➤ **Calcul de la force de poussée :**



$$F_1 = \int_0^H \sigma_h \, dh = 1,25 \times 3,06 = 3,825 \text{ KN.}$$

$$F_2 = \int_0^H \sigma_h \, dh = \frac{1}{2} (26,01 - 1,25) (3,06) = 37,88 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de la force de poussée selon l'art 10.4.3 du RPA99-V2003:**

$$P_{ad} = K_{ad}(1 + K_v) \left[\frac{1}{2} \gamma H^2 + \frac{q \times H}{\cos \beta} \right]$$

Avec:

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique donné 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 ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$) ;
- φ : Angle de frottement interne du sol: ($\varphi = 30^\circ$) ;
- θ : arc tan $\frac{K_h}{1 + K_v}$ ($K_h = A = 0,15$; $K_v = 0,3 A = 0,045$)
- β : angle d'inclinaison de la surface libre du remblai ($\beta = 0$) ;

$$K_{ad} = 0.54 \rightarrow P_{ad} = 51,87 \text{ KN/ml.}$$

D'après le (RPA99-V2003), cette force est appliquée à $\frac{H}{2}$ au-dessus de la base de la semelle.

➤ **Calcul du moment max qui agit sur le mur :**

$$\text{ELU} = >M_{\max} = [(3,825)(1,53) + (37,88)(1,02)] \times 1 \text{ ml} = 44,49 \text{ KN.m.}$$

$$\text{RPA} = >M_{\text{RPA}} = (1,53)(54,51) \times 1 \text{ ml} = 79,36 \text{ KN.m}$$

On retiendra pour le ferrailage le moment le plus défavorable, qui est $M_{\text{RPA}} = 79,36 \text{ KN.m}$

VII.4) Ferrailage du mur de soutènement :

➤ **armatures principales :**

Soit : $b = 1 \text{ ml}$; $d = 22 \text{ cm}$;

$$\Rightarrow \mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{79,36 \times 10^6}{(1000)(220)^2 (14,2)} = 0,120 < \mu_l \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\text{On aura: } A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{79,36 \times 10^6}{(0,935)(220)(348)} = 1108,63 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{st} = 11,08 \text{ cm}^2.$$

Soit:

$$6\text{HA}16 \text{ (st} = 15 \text{ cm)} \Rightarrow A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures horizontal (de répartitions):**

$$A_h = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2; \text{ Soit } 2 \times 16\text{HA}8 = 16 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

3) Vérifications :

➤ **ELU :**

1) Condition de non fragilité (BAEL91-art A.4.2, 1) :

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

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

$$\text{D'où : } A_{\min} = (0,23)(1000)(220) \frac{2,1}{400} = 265,65 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 11,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2.$$

2) Vérification des espacements des barres (BAEL91-art A.4.5, 34) :

La fissuration étant préjudiciable ; donc les espacements entre les barres doivent vérifier :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{ 20\text{cm} ; 1,5 h \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$

On a pris : $S_t = 15\text{cm}$ (condition vérifiée)

3) Vérification au cisaillement (BAEL91-art A.5.1, 211):

La fissuration étant préjudiciable; la contrainte de cisaillement doit donc vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \right\} (\text{Mpa}).$$

$$V_u = (31,25) (3,06) = 95,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{95,63 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0,43 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa. (Condition vérifiée)}$$

4) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91-art A.6.1, 3):

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \text{ Avec : } \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} ; \text{ sachant que } (\Psi_s = 1,5 \text{ pour les } \emptyset \text{ HA}).$$

On aura :

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{somme des périmètres utile des barres.}$$

$$\sum U_i = 6 \pi \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ (pour les 6HA12).}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{95,63 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 22,61} = 2,14 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

5) Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 211):

On a :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}} l_s = 40 \emptyset.$$

- Pour les HA16 : $l_s = 74,76 \text{ cm}$. $l_s = 64 \text{ cm}$.

$\Rightarrow l_s = 75 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau dans lequel les barres seront ancrées ; à défaut de calcul le **(BAEL91)** admet que l'ancrage d'une barre qui se termine par un crochet normal est assuré lorsque la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$l_c = 0,4 \times l_s \text{ (BAEL91-art A.6.1, 253)}$$

Pour les HA16 : $l_c = 30,00 \text{ cm}$.

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

➤ **Influence sur le béton (BAEL91-art A.5.1, 313) :**

On doit vérifier que l'effort tranchant calculé satisfait la condition suivante :

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28} b_0 a}{\gamma_b}$$

avec :

- b_0 : largeur de la bande considérée.
- a : la longueur d'appui à considérer ; qui est prise égale à $(0,9 d)$.
- V_u : effort tranchant max.

on aura donc :

$$V_U = 95,63 \text{ KN.}$$

$$0,4 \frac{f_{c28} b_0 a}{\gamma_b} = 0,4 \frac{25 \times 1000 \times 0,9 \times 220}{1,5} = 1320 \text{ KN.}$$

d'où :

$$V_U = 95,63 \text{ KN} < 1320 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

• **Influence sur les aciers (BAEL91-art A.5.1, 321) :**

La section des armatures au niveau des appuis doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{appui}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right)$$

avec :

- M_U : moment au niveau de l'appui (encastrement) ;
- A_{appui} : section d'armatures retenues pour l'appui, qui est égale à $2,36 \text{ cm}^2$;
- V_u : effort tranchant max, qui est pris égal à $95,63 \text{ KN}$.

d'où on aura :

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(95,63 \times 10^3 - \frac{79,36 \times 10^6}{0,9 \times 220} \right) = -0,877 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc aucune vérification n'est à effectuer pour les armatures inférieures.

➤ **ELS :**

1) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL91-art A.4.5, 2) :

Les contraintes dans le béton doivent vérifier la condition suivante :

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

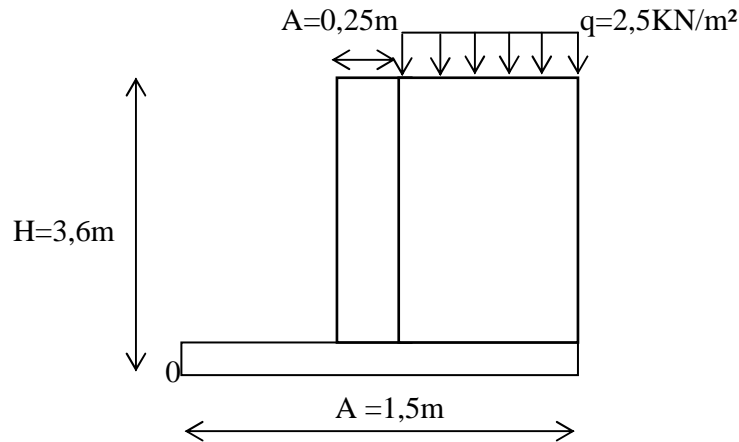
- Sachant que :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b d} ; \quad \sigma_s = \frac{M_u}{\beta_1 d A_s} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}.$$

Sens	Zone	M_s	A_{ELU}	ρ	K_1	β_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
x-x	Appuis	70,26	11,65	0,530	30,87	0,891	347,51	348	11,25	15	C.V

➤ Vérifications vis-à-vis de la stabilité du mur :

1) Vérification de la stabilité du mur au renversement :



On admet que le mur ne peut se renverser qu'autour d'un point « o » appelé centre de rotation. La stabilité au renversement est assurée lorsque :

$$F_r = \frac{\sum \text{des moment par rapport à "o" des forces stabilisatrice}}{\sum \text{des moment par rapport à "o" des forces reverssantes}} \geq 1,3$$

$F_r = 1,36 > 1,3$ (condition vérifiée).

NB : Pour parvenir à stabiliser le mur vis-à-vis du renversement, on a dû augmenter la largeur de la semelle jusqu'à 2,90 m.

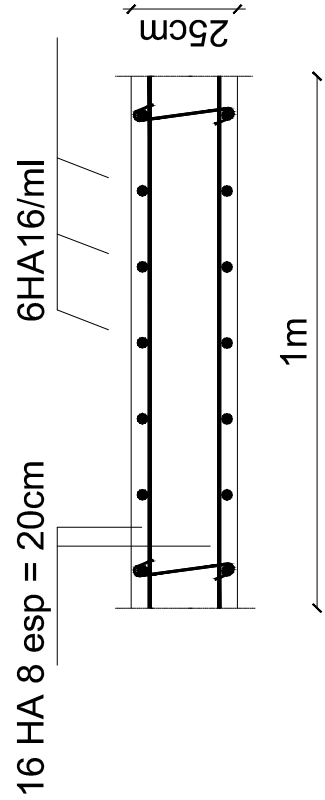
2) Vérification de la stabilité du mur au glissement :

$$F_g = \frac{\text{Force qui s'oppose au glissement}}{\text{Forces faisant glisser le mur}} = \frac{R_v \times \tan \delta'}{P_{ad}} \geq 1,2$$

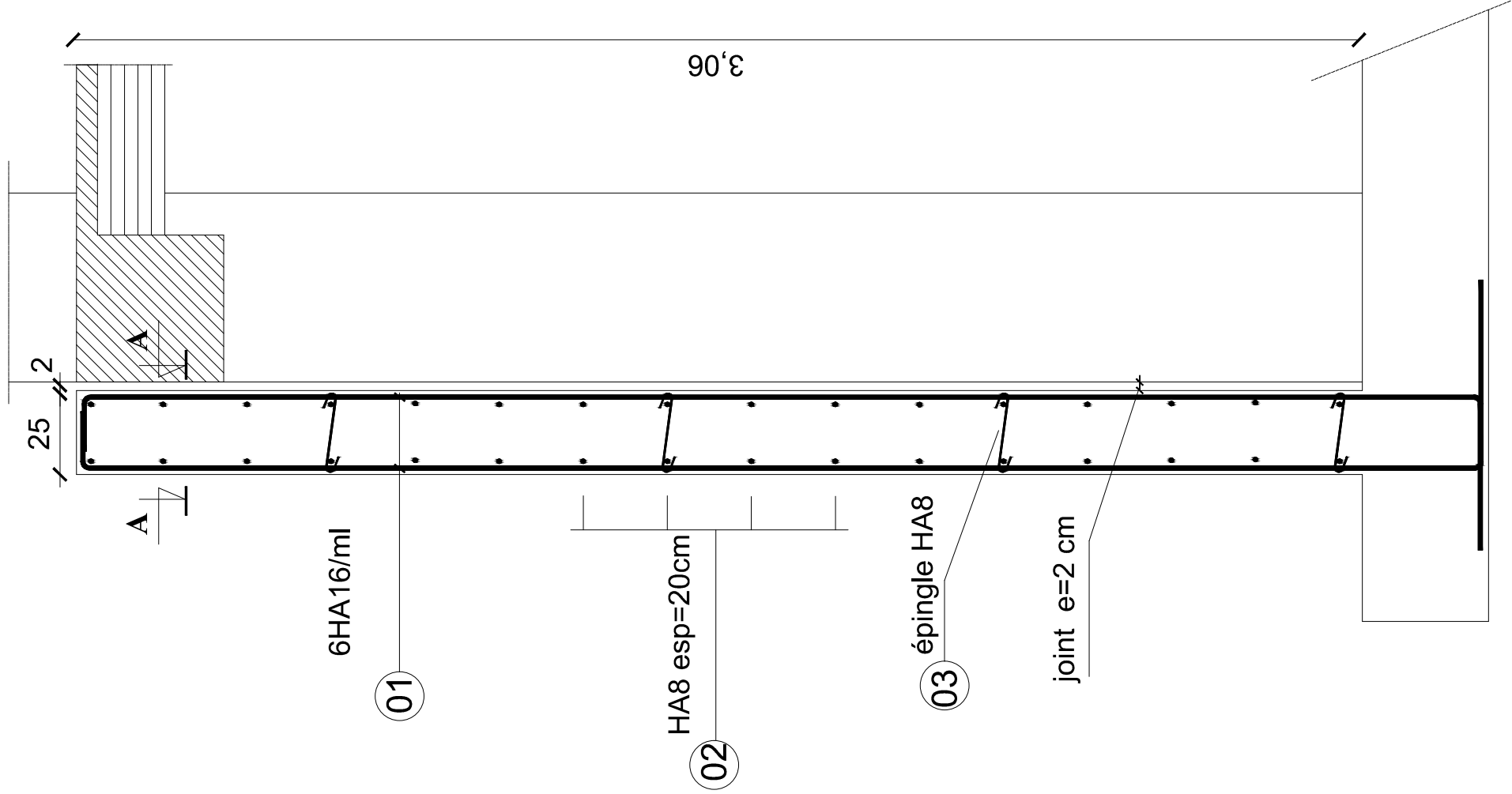
δ' : Angle de frottement entre le sol et le mur à la base, qui est égal à $\delta' = 35^\circ$

$F_g = 1,22 > 1,2$ (condition vérifiée)

NB : Un matériau drainant est prévu derrière le mur.



Coupe A-A



NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T16		4.00
02	T8		12
03	T8		0.35

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Mlle Messaoudene souhila Mlle Gacem karima		Plan de ferrailage de mur plaque	
Dirigé par: Mm IDRES		plan:	
		2018	

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Après les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs et négatifs de cette étude.

Les aspects positifs :

Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.

L'utilisation des logiciels de calcul facilite la tâche de l'ingénieur notamment en économisant le temps.

Pour réaliser un travail d'ingénierie fiable, l'utilisateur doit comprendre le principe de fonctionnement du logiciel utilisé et le comportement de la structure à étudier. Vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.

La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.

Les aspects négatifs :

Nous avons souhaité avoir un contreventement mixte, dont répartition des charges sismiques sont équitables entre les voiles et les portiques, mais après différents essais de dispositions de voile, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs ce qui signifie que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles. Les efforts sont importants ce qui nous ramène à un surcout économique.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographies

- *Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)*
«Document technique réglementaire DTR B C2-48.
- *Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91modifié en 99.*
- *DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.*
- *Calcul des ouvrages en béton armé. (Y .CHERAIT)*
- *Dimensionnement des structures en béton (RENAUD FAVRE, JEAN-PAUL JACCOUB, MILAN KOPRNA).*
- *Les murs et les planchers (GERARD CALVAT).*
- *PIERRE CHARON*
« Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83 ». (Théories et applications) EYROLLES 1991
- *MARIUS DIVER*
« Calcul des tours en béton armé » Edition DUNOD (paris) 1972.
- *Les cours des années précédentes.*