

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civile et industrielle

THEME

Etude structure d'un bâtiment(R+10+s/sol) à usage multiple à ossature mixte Contreventé par voiles et portiques modéliser avec logiciel



Etudié par:

M^{elle} messadene bahia

M^{elle} fellag chafea

Dirigé par :

M^r ATLAOUI

Promotion 2018-2019

Dédicace

je décide cet événement marquant de ma vie à la mémoire de mon père disparu trop tôt. j'espère que ,du monde qui est sien maintenant ,il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme .puisse dieu ,le tout puissant ,l'avoir en sa sainte miséricorde.

A ma très chère mère qui m'a entouré d'amoure et de tendresse et m'a appris la patience et le défile.

A mes très chères sœur :kamila, yasmina ,nora ,cylia

A mes très chères frères : aziz , djafar, chafaa

A mes beau frère mourad et mourad

A mes belle sœur : radia et maria

A mes neveux et nièce : rizak lea ayla amira

A toute ma famille sans exception

A mes proche ami : djidji ,karima, hayat, dahbia

A ma très chère binome : bahia et sa famille

A mon chéri Nassim

A toute la promotion sortante (2018/2019

Fellag chafea

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma chère mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chères sœurs : Karima et Rezika .

A mes chères frères : Belkacem, Djamel, Karim et Bachir.

A mes neveux : Ilyes, Axel, Samy, Bryan

A toute ma famille sans exception.

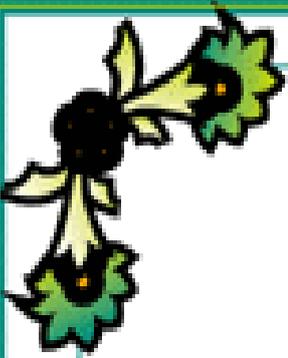
A tous mes amis filles et garçons qui mont soutenu.

En particulier Assia ; cylvia ; nazim.

A mon chéri : Farid

En fin, je remercie ma chère binôme Chafea qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail et a toutes sa famille.

Bahia



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promoteur Ms ATLAOUI, pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation et surtout Ms benyahi pour sa gentillesse.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Merci a tous



Sommaire

Introduction
Chapitre I : présentation et description du projet	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des matériaux structuraux	13
Chapitre III : Calcul des éléments.....	31
Chapitre IV: 1-Etude au contreventement.....	121
2-Calcul de centre de masse.....
Chapitre V : modélisation et vérification des exigences du RPA	159
Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux
1-ferrailage des poutres.....	175
2-Ferrailage des poteaux.....	195
3-Ferrailage des voiles	217
Chapitre VII: 1-infrastructure	232
Chapitre VII: étude de voile périphérique	264
Conclusion
Bibliographie.....

INTRODUCTION GENERALE :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

I. introduction :

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'une structure d'un bâtiment a usage habitations et commercial R+10 avec sous-sol ce dernier est implanter dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone à moyenne sismicité (zone IIa).La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé (portiques- voiles) avec interaction.

I.a) caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont :

- La hauteur totale est de : **38.19m**
- La hauteur du RDC : **4.59cm**
- La hauteur de l'étage courant : **3.06m**
- La longueur de l'ouvrage : **26.90m**
- La largeur de l'ouvrage : **14.70m**

I.b) propriétés mécaniques du sol d'assise :

- La contrainte admissible du sol : 2 bar
- le site est considéré comme : meuble

2) les éléments de l'ouvrage :

❖ la superstructure :

La superstructure est composée de :

➤ l'ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et un ensemble de voiles disposée dans les deux sens longitudinal et transversal formant un système de contreventement mixte tout en justifiants l'interaction

portique-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ **Les planchers :**

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique :

Ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

Fonction d'isolation :

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

a. Plancher en corps creux :

Qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) et aux éléments verticaux (poteaux).

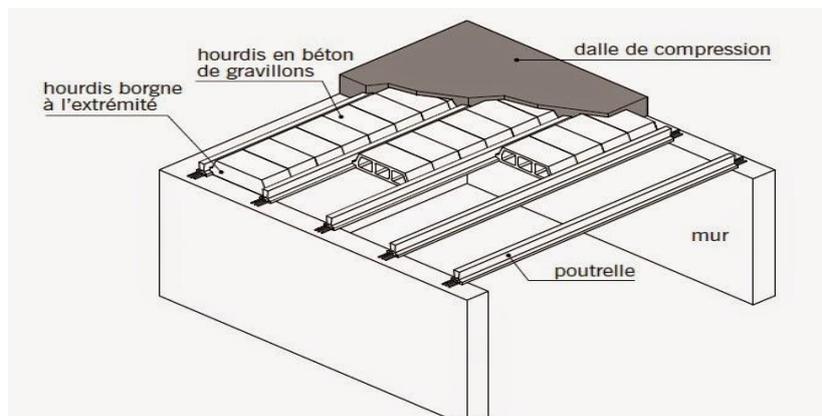


Fig. I.1 Schéma descriptif du plancher à corps creux

b. Plancher en dalle pleine :

Coulé sur place en béton armé posé directement sur les poteaux.

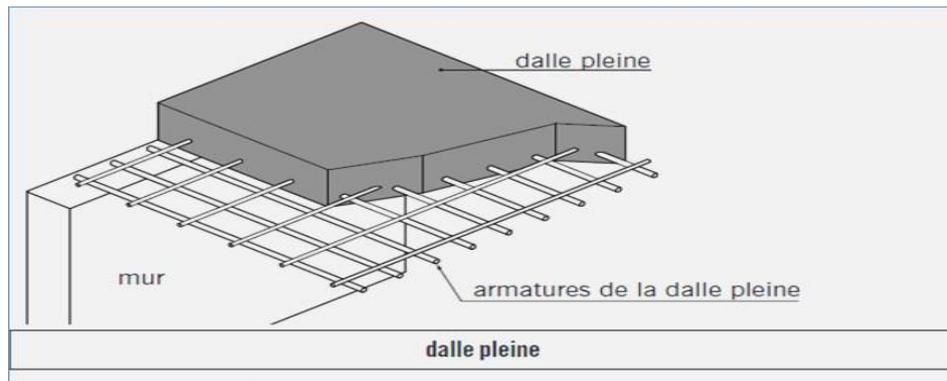


Fig. I.2 Schéma descriptif du plancher en dalle pleine

➤ Les escaliers :

Se sont des éléments en béton armé coulé sur place qui assurent l'accès d'un niveau un autre.

❖ Remarque

Dans notre bâtiment la cage d'escalier comporte trois volées dans le RDC.

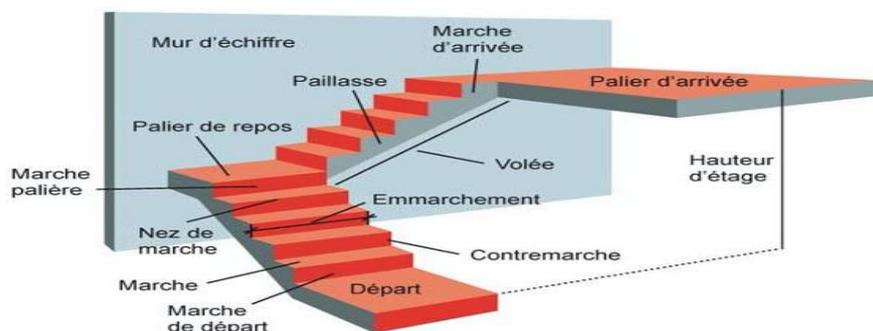


Fig. I.3 : caractéristique d'un escalier droit

➤ Cage d'ascenseur :

Enceinte d'un immeuble en béton armé dans laquelle circule un ascenseur. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

➤ Maçonnerie :

On appelle maçonnerie composé de l'assemblage de matériaux (briques, pierres, etc.), unis par un liant (mortier, colle, ciment, etc.) :

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de brique creuses de 10 cm pour la cloison externe et 10cm pour la cloison interne séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

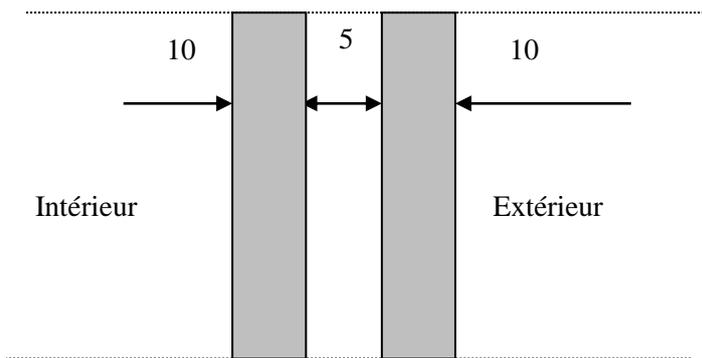


Fig. I.4 : Schéma descriptif du mur extérieur

Et les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de brique creuse de 20 cm d'épaisseur.

➤ **Les revêtements :**

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieur.
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieur et plafond.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eaux

➤ **Voile :**

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

❖ **L'infrastructure :**

Est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter les totalités de la structure et constituée de :

➤ **Fondation:**

Les fondations sont les organes de transition entre les éléments porteurs d'une construction et le sol. Elles ne peuvent être calculées qu'après avoir effectué la descente de charges.

Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale :

- Un effort normal (charge verticale centrée descendante ou ascendante),
- Une force horizontale (résultant par exemple de l'action du vent),
- Un couple de flexion agissant au centre de gravité G_0 de la section de base de l'élément.

Le choix du type de fondation dépend de :

- La contrainte du sol
- Les charges (G) et surcharges (Q)

3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable et gravier), d'un liant hydraulique (ciment), d'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants qui modifient les propriétés physique et chimique du mélange. Il est défini de point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge de béton.

a) Béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

➤ Composition du béton :

○ ciment :

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

○ granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

✓ Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

✓ pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Pour 1 m³ de béton :

- granulats
- La quantité de ciment : 300 à 450 Kg/m³ de ciment C.P.A.
- La quantité de sable : 380 à 450 cm³ de sable D ≤ 5.

- La quantité de gravier : 750 a850 cm³ de gravier $D \leq 25\text{mm}$.
- La quantité d'eau : 150 a 200 litres d'eau.

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

- **Résistance caractéristique à la compression « f_{cj} » :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminé après un essai d'écrasement des éprouvettes normalisée (16×32) cm par compression axiale après 28 jours du durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa} \quad (\text{BAEL91/Art.2.1 .11})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \geq 40\text{MPa}$$

- **Résistance caractéristique à la traction : « f_{tj} »**

La résistance caractéristique de béton à la traction à (j) jour, noter f_{tj} est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art.2.1 .12})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

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

➤ **Etat limite de contrainte de béton :**

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au- delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils ont conçus, on les a classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

a. Etat limite ultime (ELU) : (BAEL 91/Art A.4.3, 41)

Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante vis-à-vis de l'équilibre statique, de la résistance de la structure ou d'un de ses éléments et de la stabilité de forme. La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{[ArtA4.3. 41BAEL91]} :$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \quad \longrightarrow \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées,

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{ si la durée d'application est } > 24\text{h,} \\ \theta = 0,9 : \text{ si la durée d'application est entre 1h et 24h,} \\ \theta = 0,85 : \text{ si la durée d'application est } < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1,0 \text{ on aura } f_{bu} = 14,2\text{MPa} \\ \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 1,0 \text{ on aura } f_{bu} = 18,48\text{MPa.} \end{array} \right.$$

La relation contraintes-déformation est illustrée dans la figure suivante :

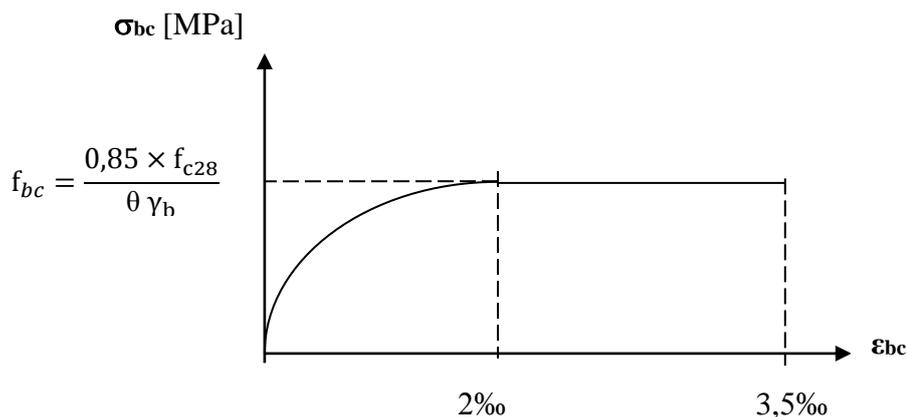


Fig. I.5 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

❖ Interprétation de diagramme :

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- La deuxième partie, est un rectangle (état plastique)

b. Etat limite de service (ELS) :(BAEL 91/Art4.2)

Ils correspondent aux états au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \longrightarrow \quad (\text{BAEL 91/ Art 4.5.2})$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 15\text{MPa à l'ELS}$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure (I-2).

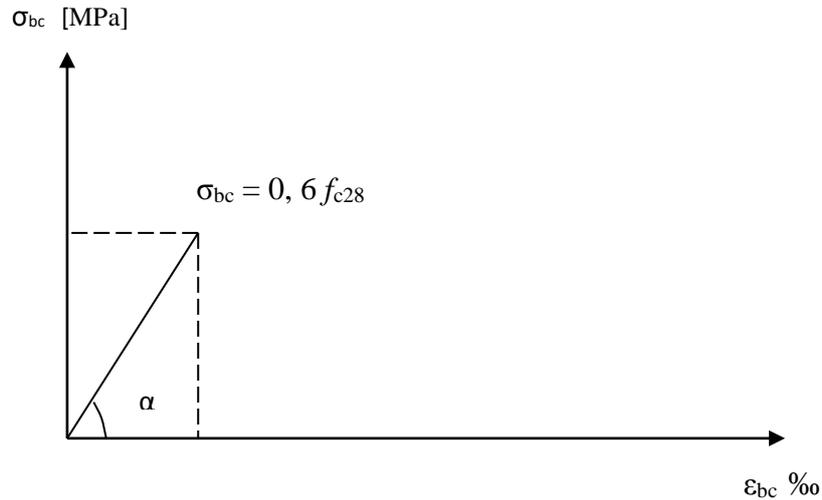


Fig. I.6 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

c. Contrainte limite ultime de cisaillement (BAEL 91/Art 5.1, 2.11)

La contrainte ultime du cisaillement du béton est :

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

Avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée

b : largeur de la section cisillée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \longrightarrow \text{pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \longrightarrow \text{pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

➤ **Module d'élasticité**

1. Module de déformation longitudinal du béton :

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée de l'application de la contrainte :

- ✓ Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa} \longrightarrow (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

- ✓ Module de déformation longitudinale différée du béton (Art A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \longrightarrow (\text{Art A. 2.1.22/ BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

2. Module de déformation transversale du béton

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

E : module de YOUNG.

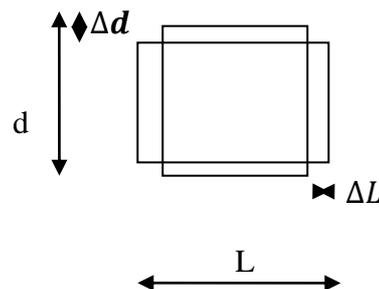
ν : Coefficient de poisson,

Coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta d}{d}} \text{ (art A.2 1 3 BAEL91)}$$

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

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale



- ❖ $\nu=0.2$ (à l'ELS) pour le calcul de déformations
- ❖ $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations

b) Aciers:

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction que a la compression, elles sont associées au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

a. Les aciers en barres les hautes adhérences (FeE400) et les ronds lisses (FeE235) correspondant à des états limitent d'élasticité garantie de 400MPa et de 235MPa, respectivement.

b. Treillis soudé du type 520, avec une limite d'élasticité garantie de 520MPa.
Nous définissons les aciers par :

1. Module d'élasticité longitudinal :

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le même Domaine élastique. le module de Young est pris:

$$E_s = 2,10^5 \text{MPa} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art2.2, 1})$$

2. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient du poisson des aciers est pris égal à **0,3**

3. Contraintes limites dans les aciers :

a. Contrainte limite ultime ELU

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \longrightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \longrightarrow \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{MPa} \quad \text{pour situation courantes}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa} \quad \text{pour les situations accidentelles}$$

a) Contrainte limite de service ELS

Afin de réduire les risques de fissuration et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendue sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles de BAEL 91 on distingue trois cas de fissures :

✓ Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 32})$$

✓ Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suite

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\} \quad (\text{MPa}) \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 33})$$

✓ Fissuration très préjudiciable :

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right\} \quad \text{MPa} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art4.5, 34})$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses RL

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

$\eta = 1,6$ pour les haute adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

} (BAEL91/Art7.2.1)

Diagramme contrainte- déformation : (BAEL91/Art 2.2.2) :

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure suivant

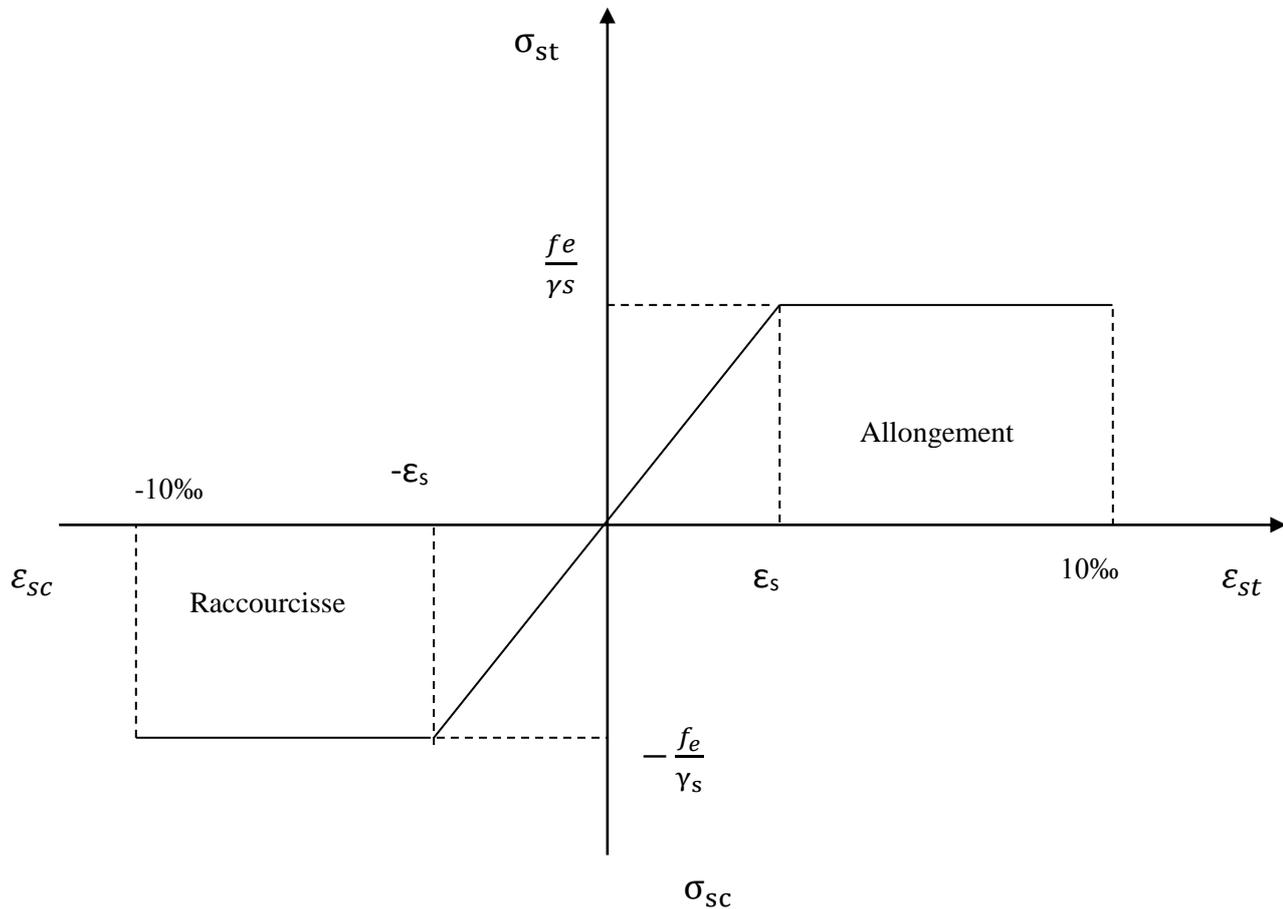


Fig. I.7 Diagramme contraintes déformations de l'acier

Afin d'éviter les effets des intempéries et autres agents agressifs sur les armateurs, il est nécessaires de les enrober par une épaisseur de béton (c) suffisantes qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

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

❖ Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons défini tous les éléments que contient notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qui seront utilisés lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003.

II. PREDEMENSIONNEMENT ET DESCENTES DE CHARGES

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (planchers, poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant la recommandation en vigueur à savoir :

- Le RPA 99/VERSION2003.
- Le DTR.
- Le BAEL 91.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux dans tous les niveaux.
- Dalle pleine pour les balcons et l'espace centrale

1) Planchers à corps creux

Les planchers de notre projet sont constitués d'une dalle de compression, treillis soudés, corps creux (hourdis) reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \longrightarrow \text{(BAEL 91/Art .6.8, 424)}$$

Avec:

- L_{max} : portée libre de la plus longue travée dans le sens des poutrelles.
- h_t : hauteur totale du plancher
 - Le RPA exige :
 - $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa

On prend $\text{min} = 25 \text{ cm} \longrightarrow L_{max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{365}{22,5} = 16,22\text{cm}$$

Ainsi,

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

{ Epaisseur du corps creux : 16cm
{ Epaisseur de la dalle de compression 4cm.

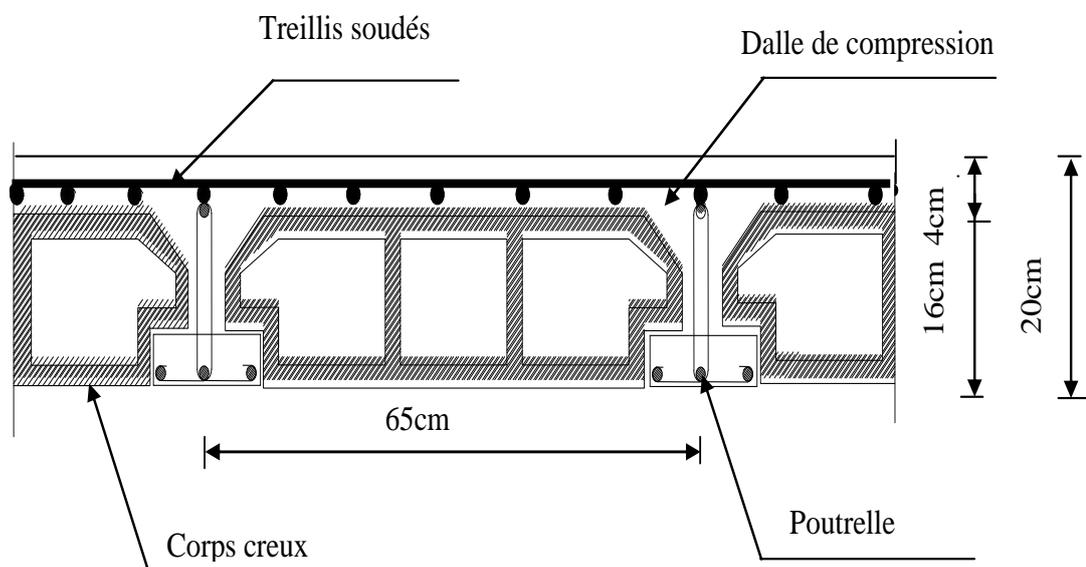


Fig. II.1 Coupe verticale du plancher

II.3 Les Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place. Leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux voiles)

D'après le : (RPA2003-Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$$

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

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

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus.

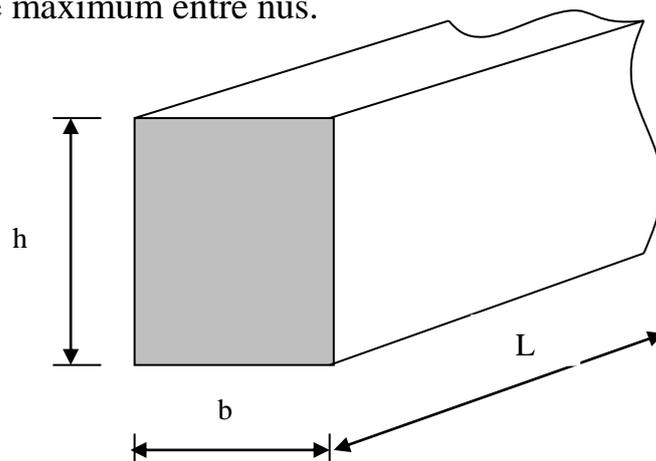


Fig. II.2 : dimensionnement de la poutre

a. Poutres principales

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \quad \longrightarrow \quad 28.33\text{cm} \leq h \leq 42.5\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 40\text{cm}}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \longrightarrow \quad 16\text{cm} \leq h \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

La section des poutres principales est : **(30 x 40) cm²**

b. Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage :

$$L = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \quad \longrightarrow \quad 24.33\text{cm} \leq h \leq 36.5\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h=35\text{cm}}$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \longrightarrow \quad 12\text{cm} \leq h \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } \mathbf{b=30\text{cm}}$$

La section des poutres secondaire est : **(30 x 35) cm²**

c. Vérification des conditions exigées par le RPA

Les vérifications des conditions exigées par l’RPA sont montrées dans les tableaux suivant :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40cm	35cm	Condition vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30cm	30cm	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,33	1.16	Condition vérifiée

Tableau II.1 Vérification des conditions exigées par le RPA

❖ Conclusion

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

II.4 Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{effort normal repris par le poteau,} \\ G : \text{charge permanente,} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{array} \right.$$

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq \frac{N_s}{S} \longrightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad / \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$S \geq \frac{N_s}{0,6 f_{c28}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Section du poteau considéré.} \\ N_s : \text{Effort normal revenant au poteau.} \\ B : \text{Contrainte admissible du béton à la compression simple.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte admissible du béton à la compression simple.} \end{array} \right.$$

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

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et IIa}$

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \quad \quad (\text{RPA99 .A7.41})$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

Descentes de charges

a. Surface d'influence

C'est la surface du plancher revenant au poteau a B8.

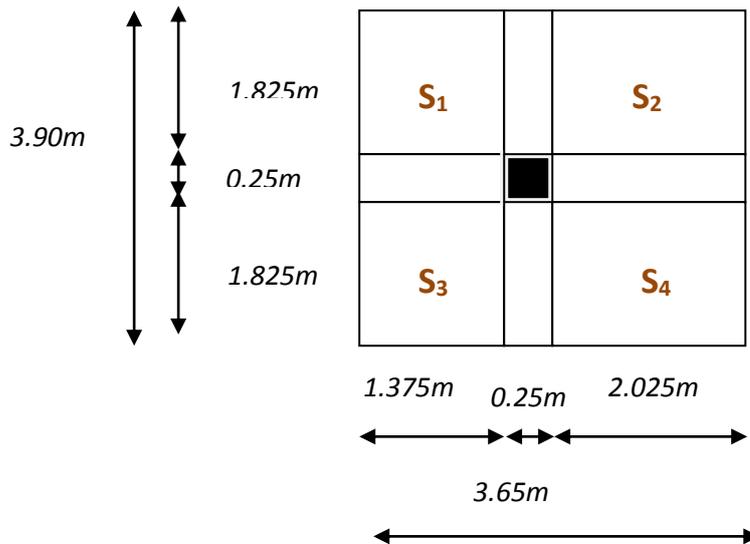


Fig. II.3 Surface d'influence

Surface d'influence :

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

$$S= (1,825 \times 1,375) + (1,825 \times 2,025) + (1,825 \times 1,375) + (2,025 \times 1,825) = 12,41\text{m}^2.$$

II.5 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

1. charges permanentes :

Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

.Terrasse (inaccessible) :

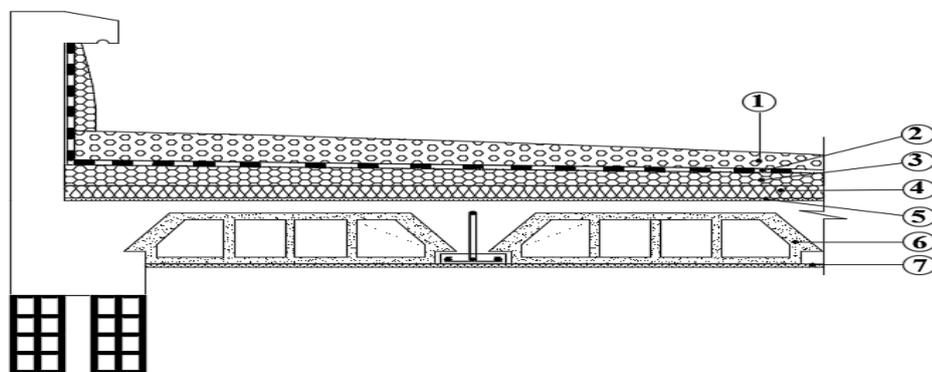


Fig. II.4 coupe vertical du plancher terrasse

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ²)
1 Graviers	0.05	17	0.85
2 Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3 Béton en forme de pente	0.10	22	2.2
4 Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5 Lit de polyane	1feuille	0.01	0.01
6 Plancher corps creux (16+4)	0.20	20	3
7 Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale			G_T= 6.54

Tableau II.2 : charge permanente revenant au plancher terrasse

.Plancher RDC et Étage courant

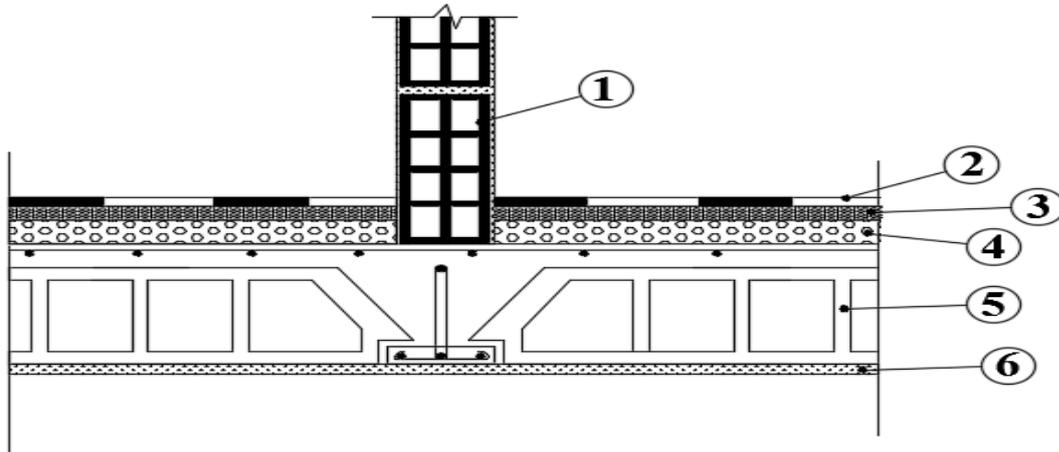


Fig. II.6 coupe verticale du plancher RDC et Étage courant

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ²)
1	Maçonnerie en brique	0.10	9	0.90
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.03	20	0.60
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.20	20	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale				G_T = 5.50

Tableau II.3 : charge permanente revenant à l'étage courant

.maçonnerie :

Les murs extérieurs : les murs extérieurs dans notre cas sont en double cloisons de 25cm d'épaisseur

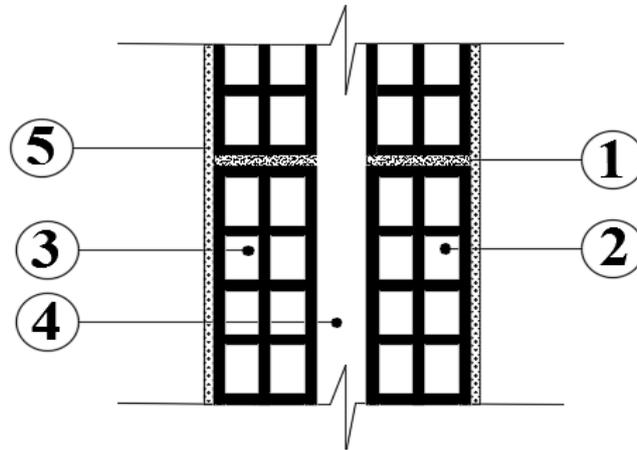


Fig. II.7 coupe vertical de mur extérieur

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ²)
1	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.01	9	0.9
3	Brique creuse	0.01	9	0.9
4	Lame d'air	0.05	0	0
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Totale				G _T =2.36

Tableau II.4 charge permanente due aux murs extérieur

.murs intérieur : les murs intérieurs dans notre cas sont de 10cm d'épaisseur.

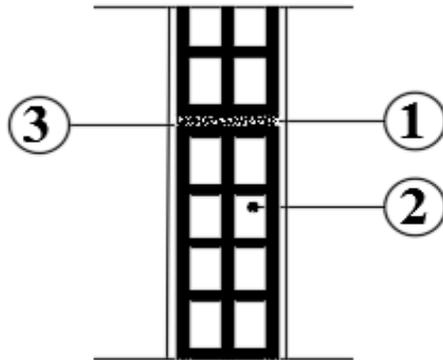


Fig. II.8 coupe vertical de mur intérieur

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ²)
1	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Totale				G _T =1.3

Tableau II.5 charge due aux murs intérieur

II.6 L'acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = (0.069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/ml}$$

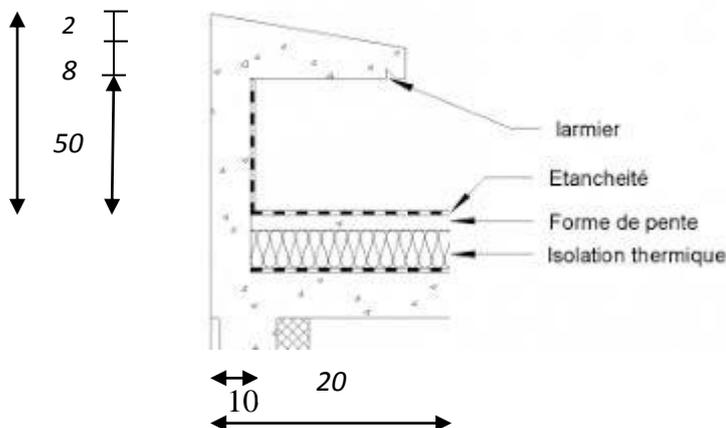


Fig. II.9 coupe vertical d'acrotère

2. charge d'exploitation (DTR B.C.2.2-Art 7.2.1)

Eléments	Surcharge Q (KN/m ²)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher RDC	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

Tableau II.6 : charge d'exploitation (Q)

➤ Poids propre des éléments

➤ Plancher terrasse :

▪ $P_t = 12.41 \times 6.34 = 78.67 \text{KN}$.

➤ Plancher sous sol :

▪ $P_s = 12.41 \times 5.30 = 65.77 \text{KN}$

➤ Plancher étage courant :

▪ $P_c = 12.41 \times 5,30 = 65.77 \text{KN}$

• Poutres

✓ Poutres porteuses

$G_{pp} = (0.30 \times 0.40) (2.025 + 1.375) \times 25 = 10.20 \text{KN}$.

✓ Poutres secondaires

$G_{ps} = (0,30 \times 0,35) (1.825 \times 2) \times 25 = 9.58 \text{KN}$

Donc on aura: $G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 10,20 + 9.58 = 19.78 \text{KN}$

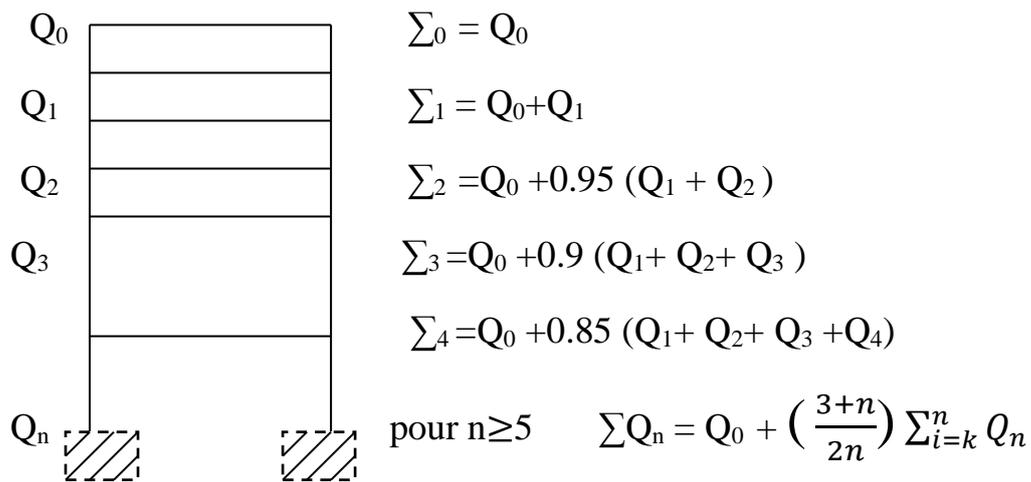
• Poteaux :

$G_p \text{ RDC et étage courant} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$.

$G_p \text{ sous sol} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.42 = 6.90 \text{ KN}$

❖ Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau le plus chargé (poteau centrale) sont calculées par l'application de la loi de dégression (DTR 6.3 p16) :



Loi de dégression des surcharges d’exploitation

Avec :

Q_0 : surcharge d’exploitation a la terrasse

Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage (i)

n : numéro de l’étage du haut vers le bas

Q_n : surcharge d’exploitation a l’étage n en tenant compte de dégression des surcharge .

Surcharge d’exploitation :

Le calcul de la surcharge d’exploitation : $q = QXS$

Plancher terrasse inaccessible : $q = 1 \times 12.41 = 12.41 \text{KN}$

Plancher RDC et étage courant : $q = 1.5 \times 12.41 = 18.61 \text{KN}$

Plancher S/sol : $q = 5 \times 12.41 = 62.05 \text{KN}$

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

niveau	Dégression	Q(KN)
Sous terrasse	Q_0	12.41
Sous 9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	31.02
Sous 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	47.77
Sous 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	62.65
Sous 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	75.68
Sous 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	86.85
Sous 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	96.15
Sous 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	104.90
Sous 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	113.64
Sous 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	122.95
Sous RDC	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{RDC})$	133.37
Sous sol	$Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_9 + Q_{S/SOL})$	191.01

Tableau II.7 descente de charges

Niv	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G_{totale} (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$ (KN)	Section Trouvée (Cm ²)	Section Adoptée (Cm ²)
10	78.67	0	19.78	98.45	98.45	12.41	110.86	72.08	35x35
9	65.77	4.78	19.78	90.33	188.78	31.02	219.80	142.88	35x35
8	65.77	4.78	19.78	90.33	279.11	47.77	326.88	212.44	35x35
7	65.77	4.78	19.78	90.33	369.44	62.65	432.09	208.75	35x35
6	65.77	4.78	19.78	90.33	459.77	75.68	535.45	347.83	40x40
5	65.77	4.78	19.78	90.33	550.10	86.85	636.95	413.67	40x40
4	65.77	4.78	19.78	90.33	640.43	96.15	736.58	478.26	40x40
3	65.77	4.78	19.78	90.33	730.76	104.90	835.66	542.49	40x40
2	65.77	4.78	19.78	90.33	821.09	113.64	934.73	606.71	45x45
1	65.77	4.78	19.78	90.33	911.42	122.95	1034.37	671.31	45x45
RDC	65.77	4.78	19.78	90.33	1001.75	133.37	1135.12	736.65	45x45
S/Sol	65.77	6.85	19.78	92.4	1094.15	191.01	1285.16	834.85	45x45

Tableau II.8 récapitulatif de la descente de charges

Vérification de l'effort réduit à la rupture fragile : (RPA99 modifier 2003 7.4.3.1)

C'est les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$V = \frac{432.09}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.141 < 0.3$$

$$V = \frac{835.66}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.2089 < 0.3 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$v = \frac{1285.16}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.253 < 0.3$$

Les sections des poteaux adoptées sont donc :

Niveaux	Section (cm ²)
10, 9, 8, 7	(35x35)
6, 5, 4, 3	(40x40)
2, 1, RDC, S/sol	(45x45)

Tableau II.9 : sections des poteaux adoptées

❖ **Les vérifications :**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérifications	Observation
30x30	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30 > 25cm	vérifier
	Min (b, h) ≥ he/20	He/20 = 306/20 = 15.3cm < 25cm	vérifier
	1/4 < b/h < 4	1/4 < 30/30 = 1 < 4	vérifier

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérifications	Observation
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30 > 25\text{cm}$	Vérifier
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 15.3\text{cm} < 25\text{cm}$	Vérifier
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 35/35 = 1 < 4$	Vérifier

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérifications	Observation
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30 > 25\text{cm}$	Vérifier
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 15.3\text{cm} < 25\text{cm}$	Vérifier
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 40/40 = 1 < 4$	Vérifier

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérifications	Observation
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30 > 25\text{cm}$	Vérifier
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$H_e/20 = 306/20 = 15.3\text{cm} < 25\text{cm}$ $H_e/20 = 459/20 = 22.95\text{cm} < 25\text{cm}$	Vérifier
	$1/4 < b/h < 4$	$1/4 < 45/45 = 1 < 4$	Vérifier

❖ **Conclusion :**

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences de l'RPA.

➤ **Vérification de la résistance des poteaux au flambement**

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 2003 page 110})$$

Avec λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : Distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad \frac{hb^3}{12}$$

Avec

I : Moment d'inertie.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- ✓ Poteau du s/sol RDC, 1,2 (45 × 45) cm² $L_0 = 4,42\text{m} \longrightarrow \lambda = 23.81 < 35$ vérifiée.
- ✓ Poteau du 3, 4,5, 6 (40 × 40) cm² $L_0 = 3,06\text{m} \longrightarrow \lambda = 118.55 < 35$ vérifiée.
- ✓ Poteaux du 7, 8, 9, 10 (35 × 35) cm², $L_0 = 3,06\text{m} \longrightarrow \lambda = 21.20 < 35$ vérifiée.

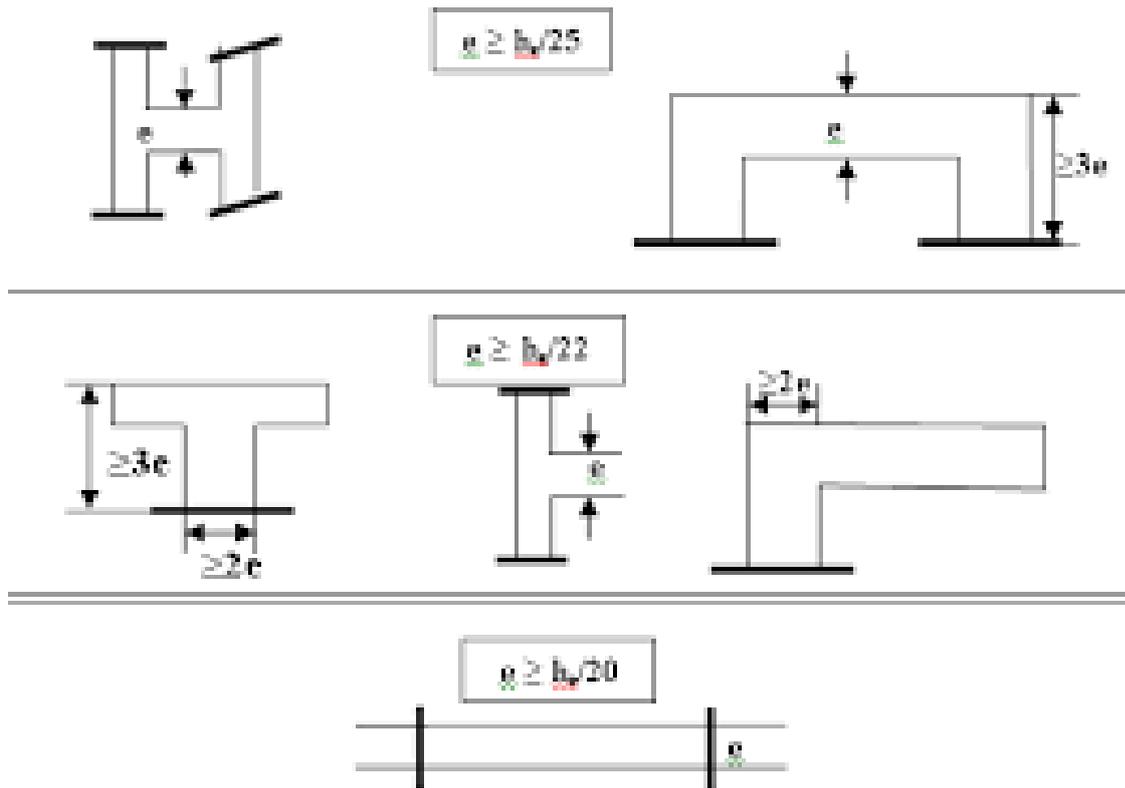
❖ **Conclusion :**

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

11.7 Les voiles

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article **7.7.1** [RPA2003].

L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm. Dans notre structure, on dispose de deux formes de voiles.



• L'épaisseur des voiles

Dans notre projet la hauteur max d'étages $h_e = 419\text{cm}$

$$e_{\min} \geq 15\text{cm}$$

Par suite :

$$e \geq \frac{402}{20} = 20.95\text{cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

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

• Largeur minimale du voile

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition

$$L_{\min} \geq 4e.$$

- $4e = 80\text{cm} .$

Dans notre projet la hauteur d'étages courant $h_e = 266\text{cm}$

$$e_{\min} \geq 15\text{cm}$$

Par suite :

$$e \geq \frac{266}{20} = 13.30\text{cm}$$

Enfin on adopte une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

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

- **Largeur minimale du voile**

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition

$$L_{\min} \geq 4e.$$

- $4e = 80\text{cm}$.

ESCALIERS

1. Définitions

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

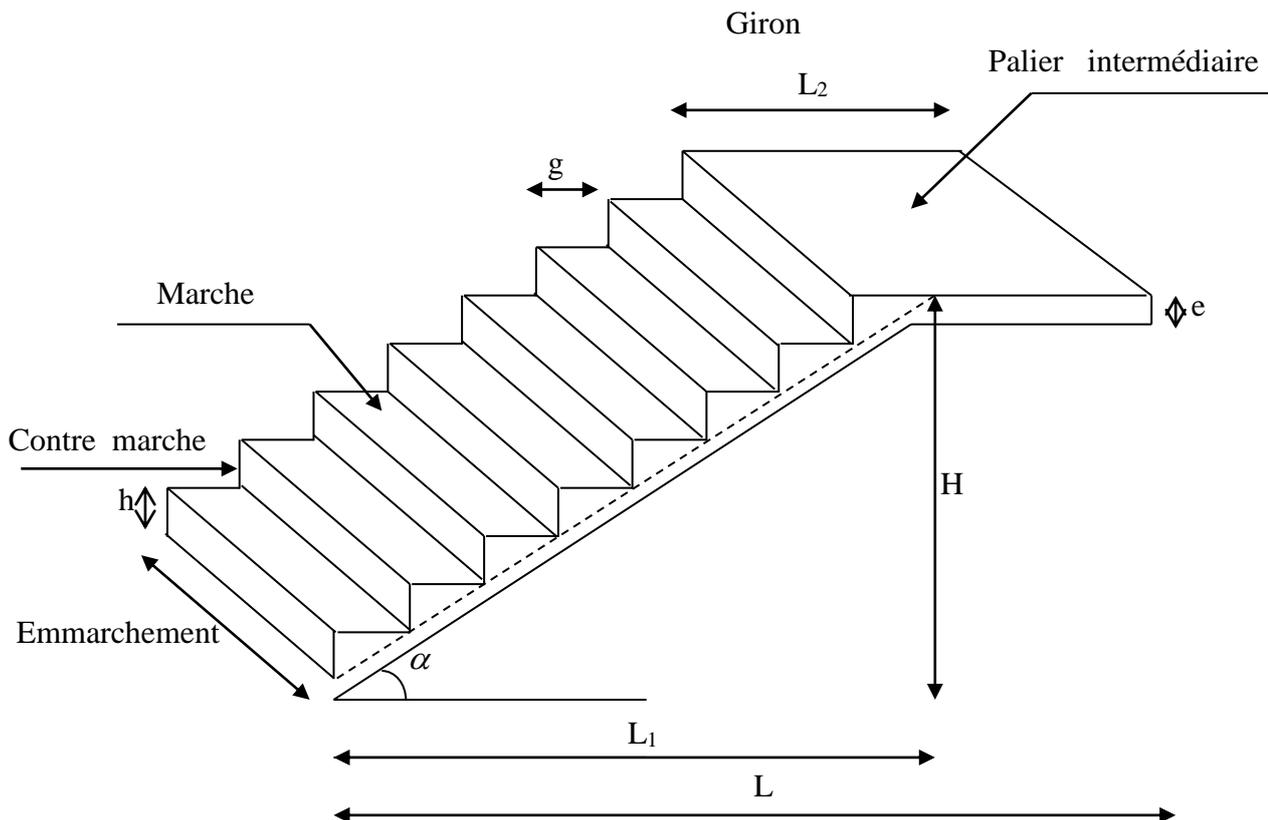


Fig.III.2.1 Schéma statique de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **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, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement(E)** : représente la largeur de la marche.

- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

2. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) giron et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL, qui est la suivante :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

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: la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ cm

g: le giron $28 \leq g \leq 32$ cm

a. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche **h = 17 cm**.

a.
$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

b. Nombre de marches

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

Pour étage courant on a deux volées identiques on aura 9 contre marche et 8 marches par volée

b. calcul de giron:

il est calculé comme suite :

$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

✓ Vérification de la relation de BLONDEL

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

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

—————> **La relation est vérifiée**

c. Étude de la paillasse :

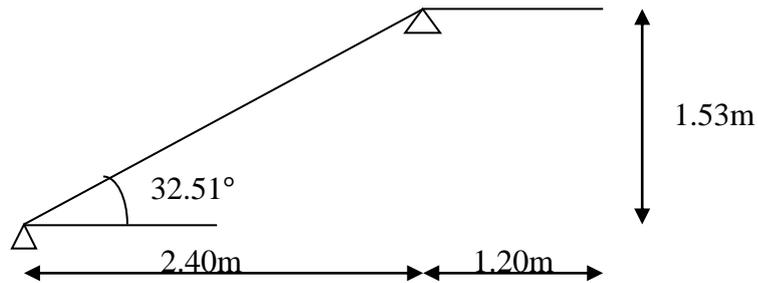


Fig.III.2.2 Coupe verticale de la paillasse du RDC.

La profondeur du palier de repos $l_2=1,20\text{m}$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \longrightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

➤ Calcul de la longueur réelle de la paillasse :

$$l_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,51} = 2,84\text{m}$$

$$L_0 = l_1 + l_2 = 2,40 + 1,20 = 3,60\text{m}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{3,60}{30} \leq e_p \leq \frac{3,60}{20} \longrightarrow 12\text{cm} \leq e_p \leq 18\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 15\text{cm}$.

3. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse nous pourrions admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul alors se fait pour une bande de 1 ml de largeur de projection horizontale et d'une longueur $L = 2,40 + 1,20 = 3,60\text{m}$ et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

1) Charges permanentes

▪ **Volée**

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surfaces pour 1ml (m ²)	Charges (KN/ml)
p. propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0.15}{\cos 32.51}$	4.45
p. propre des marches	25	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	2.12
Lit de sable	18	1x0.02	0.36
Carrelage vertical	20	1x0.01	0.20
Carrelage horizontal	20	1x0.01	0.20
Mortier vertical	22	1x0.01	0.22
Mortier horizontal	22	1x0.02	0.44
Enduit ciment	22	$\frac{1 \times 0.02}{\cos 32.51}$	0.52
Garde corps	/	/	0.30
		G_{volée}	8.81

Tableau III.2.1: Charges permanentes de la volée

▪ Le palier

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surfaces pour 1ml (m ²)	Charges (KN/ml)
p. propre du palier	25	1x0.015	3.75
Lit de sable	18	1x0.02	0.36
carrelage	20	1x0.01	0.20
Mortier de pose	22	1x0.02	0.44
Enduit ciment	22	1x0.02	0.44
			4.75

Tableau III.2.2 : Charges permanentes de palier

2) Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est de :

$$Q = 2,5 \times 1m = 2,5 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul a l'ELU :

a. Combinaison de charge

✓ Palier

$$q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q) \times 1ml = (1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml = 10,16 \text{ KN/ml}$$

✓ Volée

$$q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q) \times 1ml = (1,35 \times 8,81 + 1,5 \times 2,5) \times 1ml = 15,64 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul des réactions d'appuis

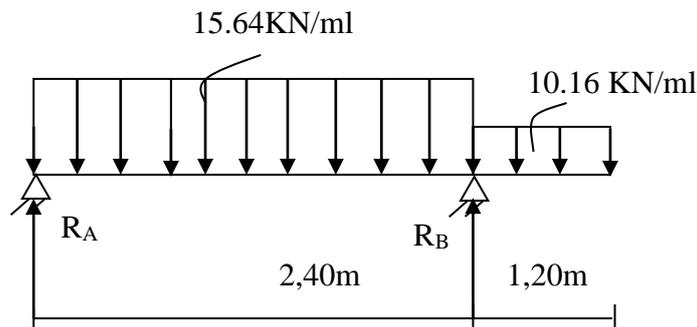


Fig.III.2.3 Schéma statique à l'ELU

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_A \times 2.40) - (15.64 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}) + [10.16 \times 1.20 \times (\frac{1.20}{2})] = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 2.40) - 45.0432 - 7.3152 = 0 \longrightarrow R_A = 15.72 \text{KN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (15.64 \times 2.40) - (10.16 \times 1.20) = 0$$

$$R_A = 50.26 - R_B = 49.12 - 15.72 \longrightarrow R_A = 34.01 \text{KN}$$

c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

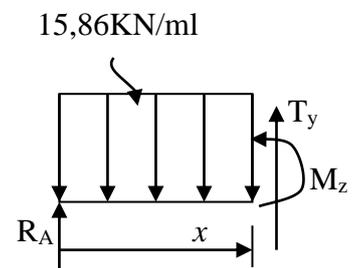
- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$T_y = 15,64x - 15,72$$

$$\begin{cases} T_y = -15,72\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 21,816\text{KN} & \text{pour } x = 2,4\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -15,64 \frac{x^2}{2} + 15,72x \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = -7,3152 \text{KN.m} & \text{pour } x = 2,4\text{m} \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$

$$T_y = -10,16x \Rightarrow$$

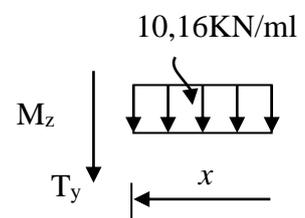
$$\begin{cases} T_y = 0\text{KN} & \text{pour } x = 0\text{m} \\ T_y = -12,192\text{KN} & \text{pour } x = 1,20\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 10,16 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 7,3152\text{KNm} & \text{pour } x = 1,20\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -15,64x + 15,72 = 0$$

$$\longrightarrow x = 1\text{m}$$



Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{\text{max}} = -15,64 \frac{1^2}{2} + 15,72(1)$$

$$\longrightarrow M_z^{\text{max}} = 7,9\text{KN.m}$$

❖ **Remarque**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées.

- Aux appuis :

$$M_u^a = -0,3.M_z^{\text{max}} = -0,3 \times 7,9 = -2,37\text{KN.m}$$

- en travées :

$$M_u^t = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 7,9 = 6,71 \text{KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

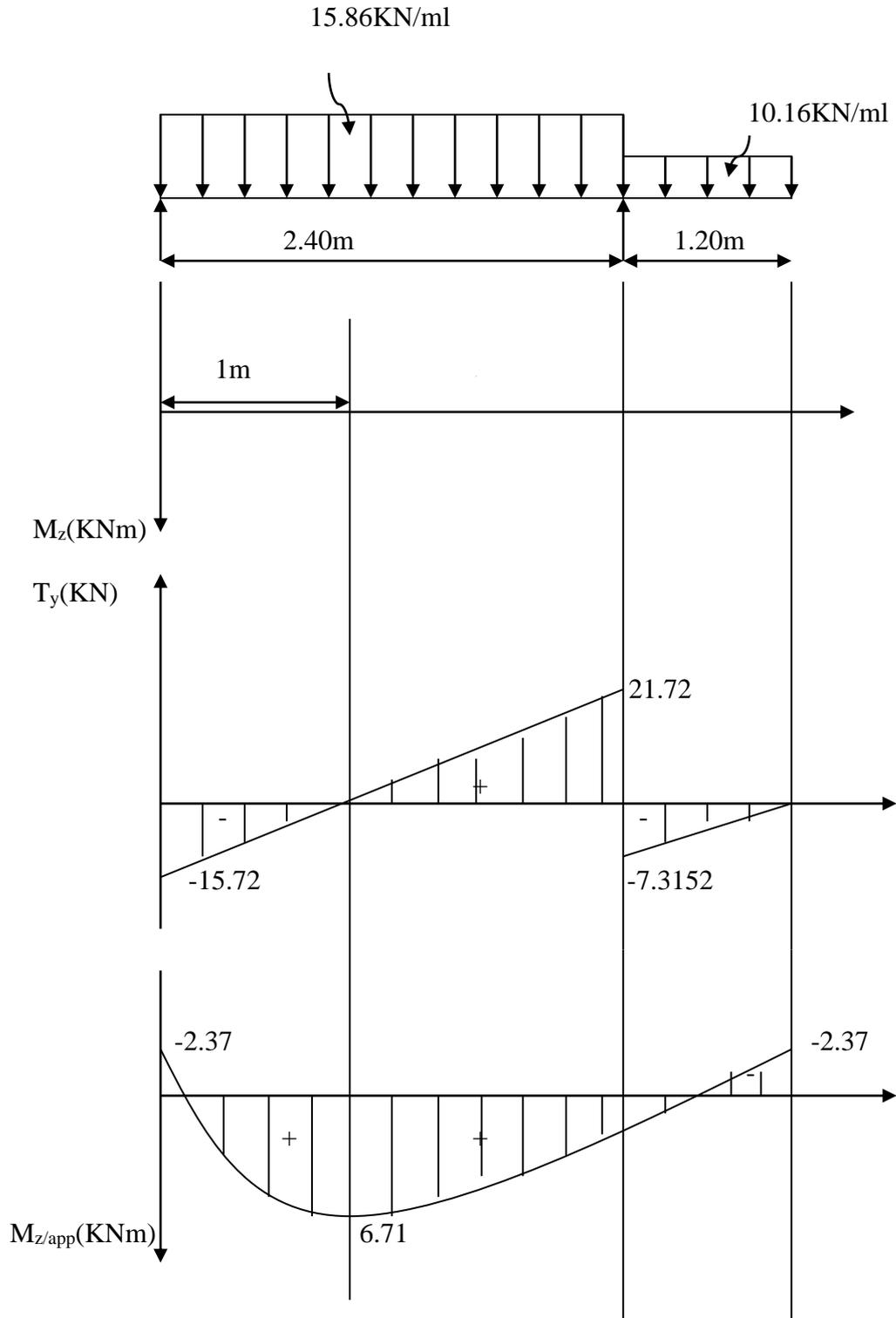


Fig.III.2.4 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

5.Ferrailage

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple pour une section de (1m²) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 15\text{cm}, \quad d = 12\text{cm}, \quad c = 3\text{cm}, \quad h = d + c$$

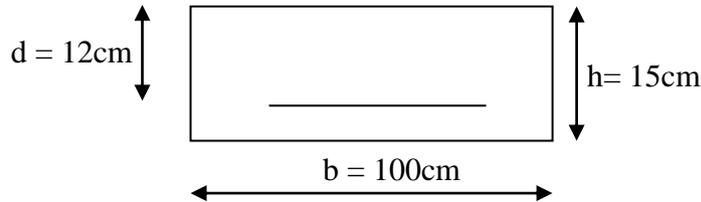


Fig.III.2.5 Section droite de la paillasse à étudié

A. Armatures principales

➤ **Aux appuis**

Nous avons aux $M_u^a = 2.37\text{KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2370}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.012 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,012 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2370}{0,994 \times 12 \times 348} = 0.57\text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ($A_a = 3.93\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$.

A. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 ($A_a = 2,01\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

➤ **En travées**

$M_u^t = 6.71\text{KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6710}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,032 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6710}{0,984 \times 12 \times 348} = 1,63 \text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{cm}$.

B. Armatures de répartition

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

$$A_r = \frac{M}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA8 ($A_r = 2,51 \text{cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{cm}$.

5. Vérifications à l'ELU

✓ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales**

- Aux appuis : $e = 20 \text{cm}$
 - En travées : $e = 25 \text{cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{cm}\} = 45 \text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition**

- Aux appuis : $e = 20 \text{cm}$
 - En travées : $e = 25 \text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

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

$$T_{u \max} = 21,72 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{21720}{1000 \times 120} = 0,181 \text{MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$\tau_u = 0,181 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

✓ **Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3)**

$$A_s \geq \frac{T_u^{\max}}{f_u} = \frac{21720}{348 \times 100} = 0,624 \text{cm}^2$$

$A_s = 0,624 \text{cm}^2 < A_a = 3,93 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{tj}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{21720}{0,9 \times 120 \times 226,08} = 0,89\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,89\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Ancrage des barres** (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

Forfaitairement : on prend $L_s = 45\text{cm}$

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

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18\text{cm} \longrightarrow L_a = 20\text{cm}$$

6. Calcul a l'ELS

a. Combinaison de charge

- Palier :
 $q_{sp} = G_p + Q = 4,75 + 2,5 = 7,25\text{KN/ml}$
- Volée :
 $q_{sv} = G_v + Q = 8,81 + 2,5 = 11.31\text{KN/ml}$

b. Calcul des réactions aux appuis

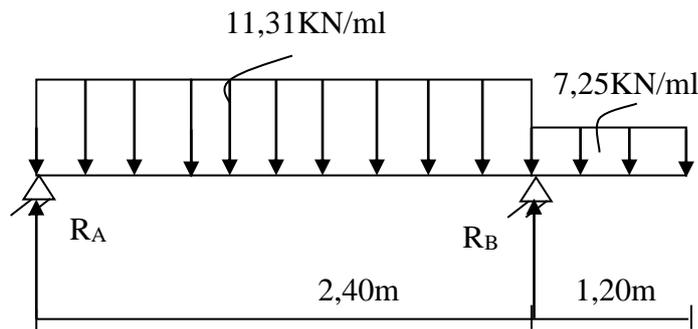


Fig.III.2.6 Schéma statique à l'ELS

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/B = (R_A \times 2,40) + (11,31 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2}) - [7,25 \times 1,20 \times (\frac{1,20}{2})] = 0$$

$$\Sigma M/B = (R_A \times 2,40) + 32,57 - 5,22 = 0 \quad \text{—————} \quad \mathbf{R_A = 11,39KN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (11,31 \times 2,40) - (7,25 \times 1,20) = 0$$

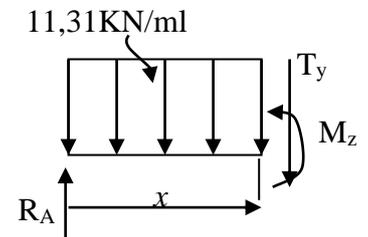
$$R_B = 35,844 - R_A = 35,844 - 11,39 \quad \text{—————} \quad \mathbf{R_B = 24,45KN}$$

c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$:

$$T_y = -11,31x + 11,39 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 11,39 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -15,75 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,4 \text{ m} \end{cases}$$

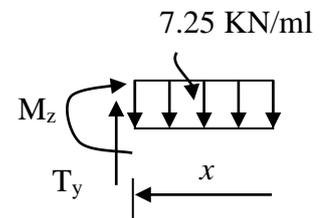
$$M_z = -11,31 \frac{x^2}{2} + 11,39x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = -5,2 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,4 \text{ m} \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,20 \text{ m}$:

$$T_y = 7,25x \Rightarrow \begin{cases} T_y = 0 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 10,87 \text{ KN} & \text{pour } x = 1,20 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 7,25 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 5,2 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1,20 \text{ m} \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -11,31x + 11,39 = 0$$

$$\longrightarrow x = 1 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1m

D'où :

$$M_z^{\max} = -11,31 \times \frac{(1)^2}{2} + 11,39(1)$$

$$\longrightarrow M_s^{\max} = -5,73 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque**

pour tenir compte des encastrement partiel aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées

- Aux appuis :

$$M_s^a = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 5,73 = -1,72 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_s^t = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 5,73 = 4,87 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

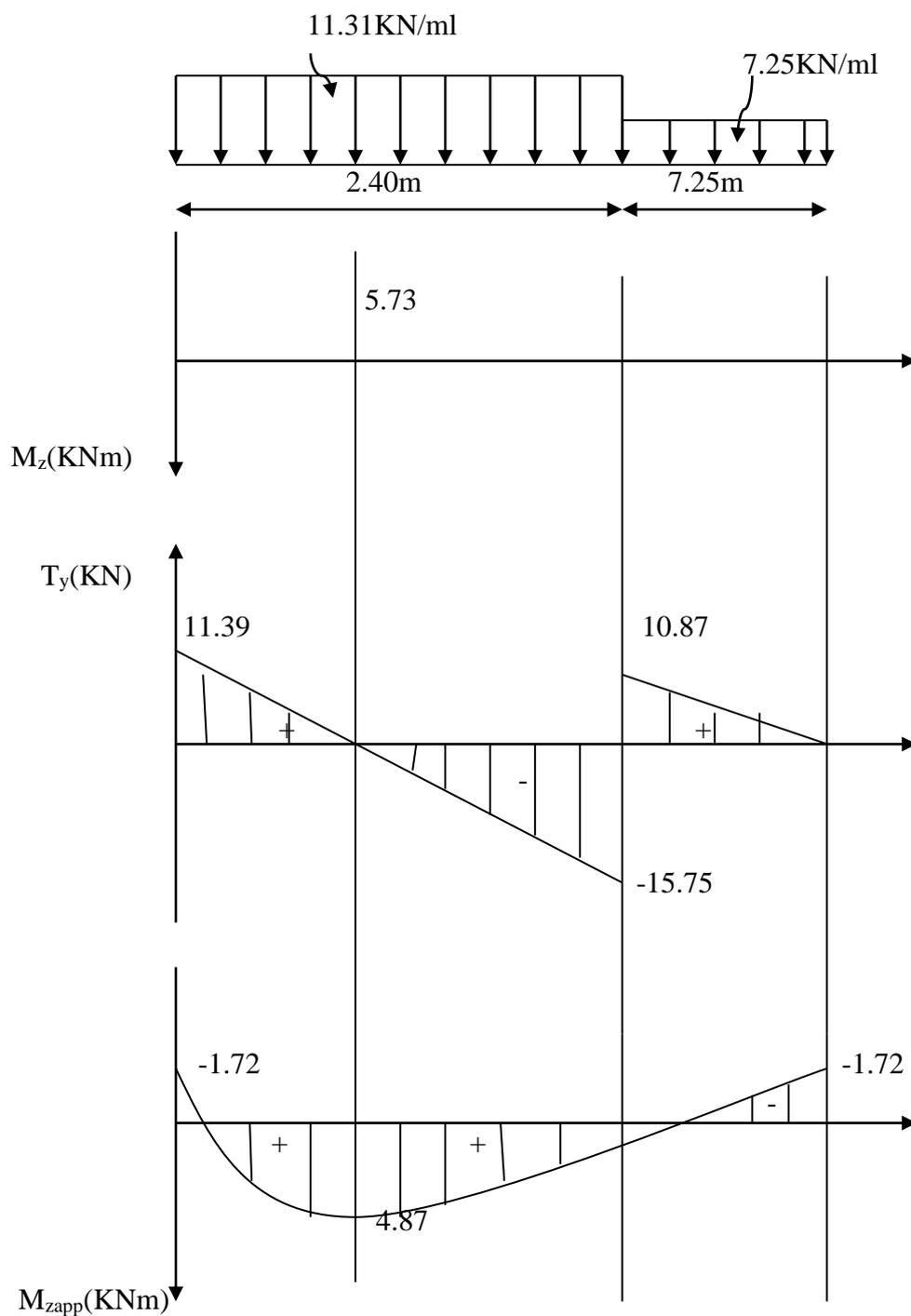


Fig.III.2.7 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

7. Vérifications à l'ELS :

1) Ferrailage

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

➤ Armatures longitudinales

• Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1720}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0084 = 0,392 \quad \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0084 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,862$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1720}{0,862 \times 12 \times 348} = 0,477 \text{cm}^2$$

$$A_a < 9,93 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4870}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,023 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,802$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4870}{0,802 \times 12 \times 348} = 1,45 \text{cm}^2$$

$$A_t < 5,65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

• En travées

• Condition de non fragilité (BAEL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,93 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{cm}^2$

- En travées : $A_t = 5,65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{cm}^2$

—————> La condition est vérifiée

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Contrainte dans l'acier

La section d'armature adopter a L'ELU en travée est $A_t = 6.78cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.470$$

$$\rho_1 = 0.470 \longrightarrow \beta_1 = 0,896$$

$$K = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.87 \times 10^6}{565 \times 0,896 \times 120} = 80.166MPa$$

$$\sigma_{st} = 80.166(MPa) < \sigma_{st} = 348(MPa) \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K/\sigma_{st} = \frac{80.166}{33.08} = 2.42MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.42MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

• La section d'armature adopter a L'ELU en travée est $A_a = 3.93cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0,32$$

$$\rho_1 = 0,32 \longrightarrow \beta_1 = 0,911 ; K = 41.18$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1.72 \times 10^6}{393 \times 0,911 \times 120} = 40,03MPa$$

$$\sigma_{st} = 40.03MPa < \sigma_{st} = 348MPa \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = \frac{40.03}{41.18} = 0.97MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.97MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } h : \text{ la hauteur de la poutre}$$

- L : longueur max entre nus d'appuis.
 M_t : moment max en travée.
 M_0 : valeur maximum de moment en travée
 A : section des armatures
 b : longueur de la section
 d : hauteur utile de la section droite
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$
 - ✓ $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} = \frac{0,15}{3,60} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow$ **Condition non vérifiée**
 - $\frac{h}{L} = 0,041 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{5.87}{10 \times 5.73} = 0,102 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**
 - $\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

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

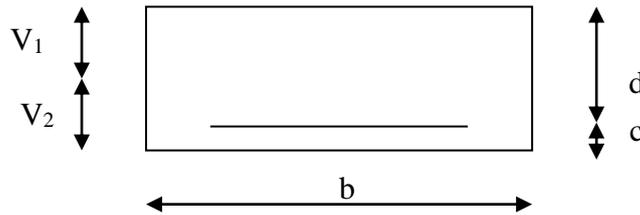


Fig.III.2.8 section droite des escaliers.

$$f = \frac{M \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2\text{mm}$$

Avec :

f : flèche due aux charges instantanée

\bar{f} : Flèche admissible

E : module de la déformation différée

Ou :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86\text{MPa}$$

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

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

$$S_{xx} : \text{moment statique, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12 = 12267 \text{ cm}^2$$

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

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12267}{1584.75} = 7.74$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 15 - 7.74 = 7.26$$

Alors:

$$\begin{aligned} I_{fv} &= \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \\ &= \frac{100}{3}(7.74^3 + 7.26^3) + 15 \times 5.65(7.26 - 3)^2 = 29749.41 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$f = \frac{1.72 \times 3,60^2 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 29749.41} = 0,0069 \text{ m}$$

Donc : $f = 6.9 \text{ mm} < \bar{f} = 7,2 \text{ mm} \longrightarrow$ 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.

L'acrotère :

Introduction

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

1. La définition de l'acrotère et son rôle :

Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse. Son rôle est d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible

L'acrotère est sollicitée par :

- Un effort normal G dû à son poids propre,
- Un effort horizontal Q (non pondéré) dû à la main courante engendrant un moment de renversement M .

Le calcul se fera en flexion composé à l'ELU et à l'ELS pour une bande d'un mètre (1m) de largeur dans la section d'encastrement.

2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

Hauteur : $h = 60\text{cm}$

La surface : $S = 0,068\text{m}^2$

L'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$

L'enrobage $c = 3\text{cm}$

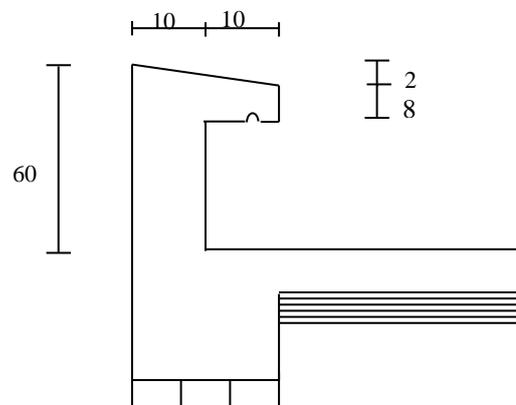


Fig. III 1.1 : coupe verticale de l'acrotère

3. Détermination des sollicitations

✓ Chargement :

$$G = \rho_b \times S$$

On a :

$$\rho_b = 25 \text{KN/m}^3. \text{ (La masse volumique du béton).}$$

S : section transversale de l'acrotère.

$$S = \left[(0,5 \times 0,1) + (0,10 \times 0,2) - \left(\frac{0,02 \times 0,2}{2} \right) \right] = 0,068 \text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0,068 = 1,7 \text{KN/ml}$$

Donc

Le poids propre de l'acrotère : $G = 1,7 \text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1,0 \text{KN/ml}$

✓ Les sollicitations :

Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 \text{ml} = 1,7 \times 1 \text{ml} = 1,7 \text{KN}$

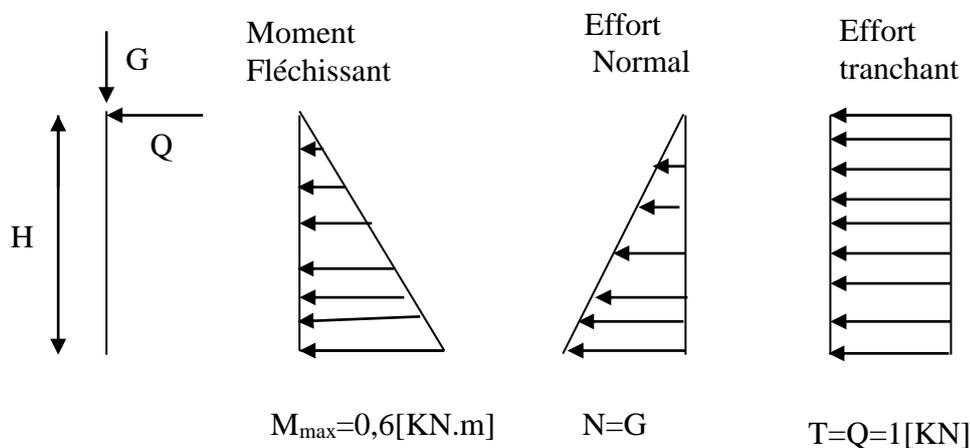
Effort tranchant : $T_Q = Q \times 1 \text{ml} = 1 \times 1 \text{ml} = 1,0 \text{KN}$

Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$

Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

Moment de renversement dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times 1 \text{ml} \times H = 1 \times 1 \text{ml} \times 0,6 = 0,6 \text{KN}$

III-1-3) Diagrammes :



4. combinaisons de charges :

➤ A L'ELU: $1,35G + 1,5Q$ (BAEL 91/ART A.3.2.2, 1)

L'effort de compression :..... $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,7 = 2,30 \text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante:..... $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN}$.

Moment de flexion du à Q:..... $M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{KN.m}$

➤ A L'ELS: $G + Q$ (BAEL 91/ART A.3.3.3)

L'effort de compression :..... $N_s = G = 1,7 \text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante:..... $T_s = Q = 1 \text{KN}$.

Moment de flexion du à Q:..... $M_s = M_Q = 0,6 \text{KNm}$.

5.Ferraillage :

Le calcul se fera à L'ELU puis la vérification à L'ELS.

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire d'une hauteur ($h = 10 \text{cm}$) et d'une largeur ($b = 100 \text{cm}$). Le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

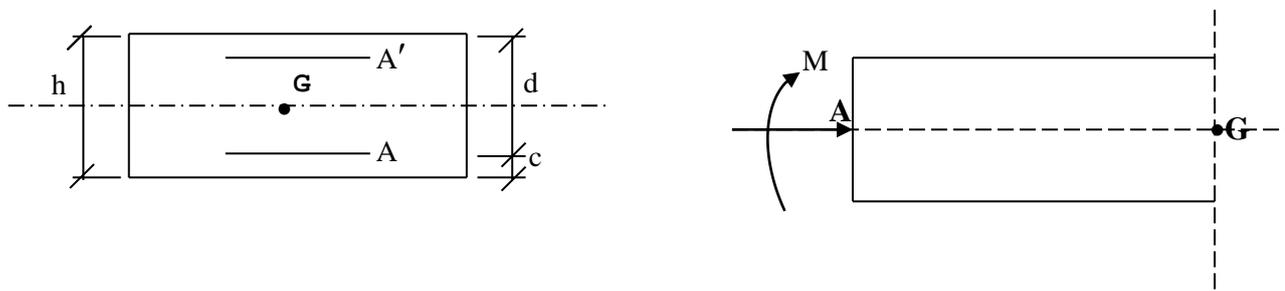


Fig.III.1.3 : Schéma de calcul

Avec :

h : épaisseur de la section

c : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

d : $h-c$: hauteur utile.

M_f : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul à l'ELU:

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,30} = 0,39\text{m} = 39\text{cm}$$

Avec :

M_u : moment du à un effort de compression.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité

$\frac{h}{2} - c$: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues

Donc :

$$e_u = 39\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2\text{cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc la section est partiellement comprimée (SPC)

✓ Calcul en flexion simple :

a. Calcul du moment fictif:

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 2,3 \times \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right)\right]$$

$$M_f = 0,943\text{KN.m}$$

b. Calcul des armatures fictives:

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,943 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0103 < \mu = 0,392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$$\mu = 0,0103 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{0,943 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul en flexion composée :**

a. Calcul des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

A.N :

$$A = 0,34 - \frac{2,3 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,273 \text{ cm}^2$$

On adoptée pour : 4HA8/ml soit $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$

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

b. Calcul des armatures de répartition :

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

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA8/ml soit $A_r = 2,51 \text{ cm}^2$

Ces armatures sont réparties sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

5 .Vérification à l'ELU:**➤ Condition de non fragilité : (BAEL91/Art-4.2,2)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec :}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35m$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{cm}^2$$

On a $A = 2,01 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,96 \text{cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée.**

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.2)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{MPa}; 4 \text{MPa} \}$$

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

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

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

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0,019 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : Ψ_s

Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1.5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1.0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n\phi\pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,21\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,21\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 8 = 32\text{cm} \longrightarrow l_s = 35\text{cm}$$

➤ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \longrightarrow \text{soit } S_t = 25\text{cm}$$

\longrightarrow Condition vérifiée

- **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \longrightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

—————> Condition vérifiée

5. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable.

Dans ce cas, on doit vérifier que :

- Les contraintes dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$.
- Les contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left\{ 0,5 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \right\} \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66; 201,63\} \text{MPa}$$

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

On a :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}; \quad \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100 A}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\longrightarrow \beta_1 = 0,920 \longrightarrow K_1 = 47,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{201 \times 0,920 \times 8} = 40,56 \text{ MPa}$$

On a :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On a :

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

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

On a aussi :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{40,56}{47,50} = 0,85 \text{ MPa}$$

On a :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

c. Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{(RPA99 version 2003/Art6.3)}$$

Si:

$$F_p > Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans ce cas : (zone IIa) $\longrightarrow A=0,15$ (tableau 4-1 ; RPA 99+addenda).

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p=0.3$

W_p : Poids propre de l'acrotère = 1,7 KN/ml.

D'où :

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,7 = 0.306 \text{ KN/ml} < Q=1 \text{ KN/ml.} \longrightarrow$ Condition vérifiée

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 adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

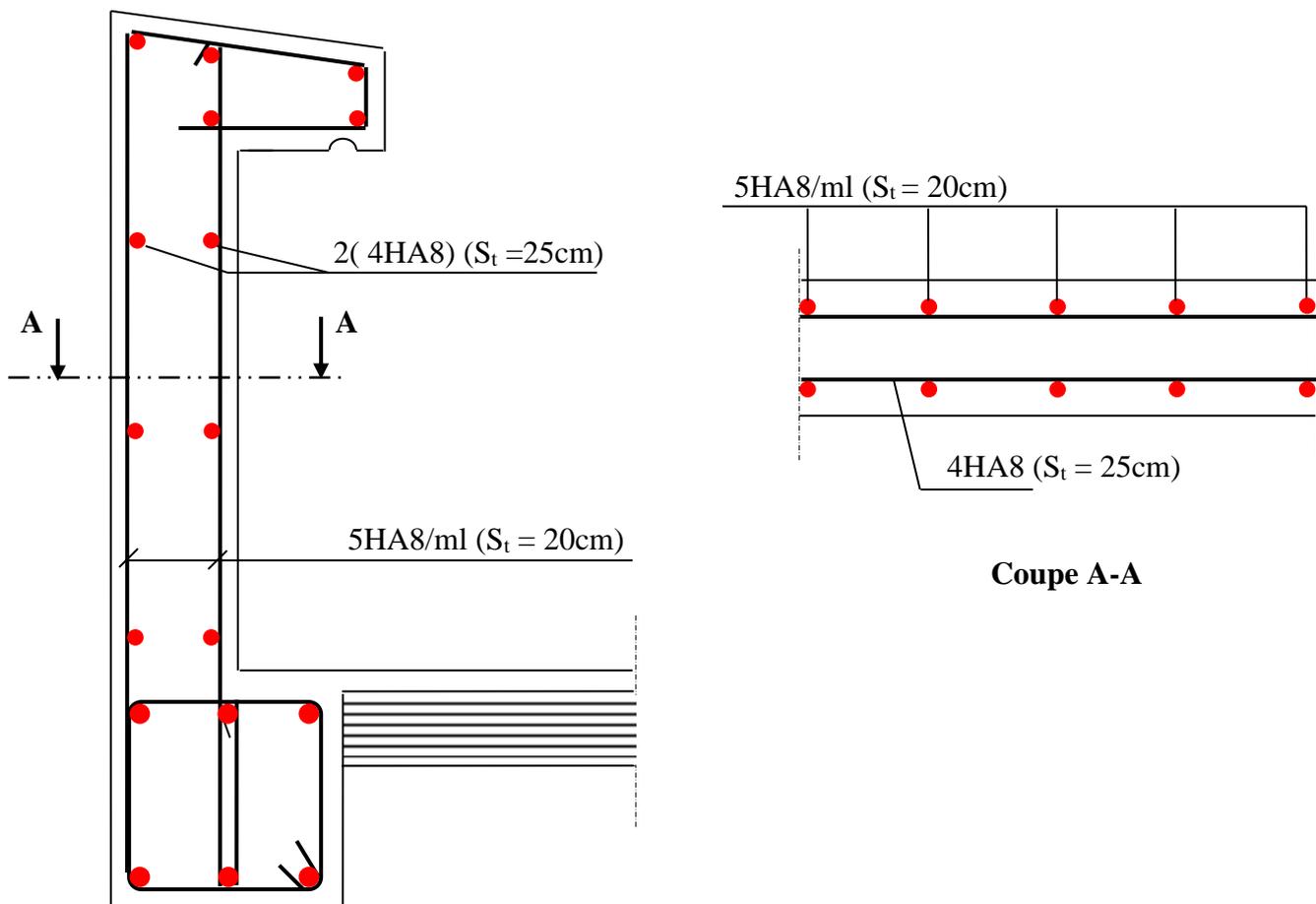


Fig.III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

Les balcons

1)- Introduction :

Les balcons seront réalisés en corps creux, la poutrelle reposeront sur les consoles qui sont le prolongement des poutres secondaire, le garde corps en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une hauteur $h = 1,10\text{m}$.

1)- Détermination des charges et surcharges :

- Poids du plancher courant : $G = 5,53\text{KN/m}^2$ (défini au chapitre II)
- Poids du garde corps : $0,90\text{KN/m}^2$ (paroi en briques creuses 10 cm)
- Poids propre de la console : $0,20 \times 0,35 \times 25 = 1,75 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur séparant les balcons : $1,75\text{KN/m}^2$ (paroi en briques creuses 10cm)
- Enduit de ciment (2cm) : $0,36\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation du balcon : $Q = 3,5\text{KN/m}^2$. [DTR B.C.2.2/7.2.1]
- Efforts horizontaux sur le garde corps : 1KN/ml

Charges revenant à la console:

➤ Charges permanentes :

Charges réparties :

Poids du plancher : $5,53 \times 4,20 = 23.23\text{KN/ml}$

Poids propre de la console : $1,75\text{KN/ml}$

Poids du mur de séparation : $1,75 \times (3,06 - 0,35) = 4,74\text{KN/ml}$

Enduit en ciment pour le mur : $2[0,36 \times (3,06 - 0,35)] = 1,95\text{KN/ml}$

$$\mathbf{G = 31.67\text{KN/ml}}$$

Charge concentrée :

Poids du garde corps : $0,90 \times 1,10 \times 4,50 = 4.158 \text{ KN}$

($h = 1,10\text{m}$)

Enduit en ciment : $2 \times 0,36 \times 1,10 \times 4,20 = 3.326\text{KN}$

$$\mathbf{G = 7.484}$$

➤ Charge d'exploitation :

Charges réparties :

$Q = 3,5 \times 4,20 = 14.70\text{KN}$

Charges concentrée :

$Q_H = 1 \times 4,20 = 4.20\text{KN}$

2)- Combinaison des charges :

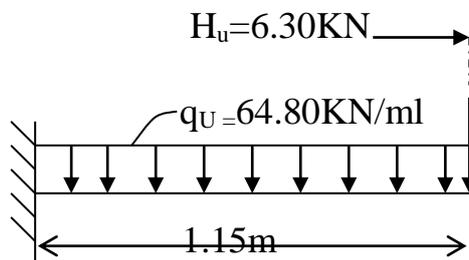
E.L.U: $q_u = 31.67 \times 1.35 + 1.5 \times 14.70, \quad q = 64.80 \text{KN/ml}$
 $P = 1.35 \times 7.484 \quad P_u = 10.10 \text{KN}$
 $H_u = 1.5 \times 4.20 \quad H_u = 6.30 \text{KN}$

E.L.S: $q_s = 31.67 + 14.70 \quad q_s = 46.37 \text{KN/ml}$
 $P_s = 7.484 \text{KN}$
 $H_s = 4.20 \text{KN}$

3) Calcul à L'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :

$P_u = 10.10 \text{KN}$



$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} + P_u \times L + H_u \times h$$

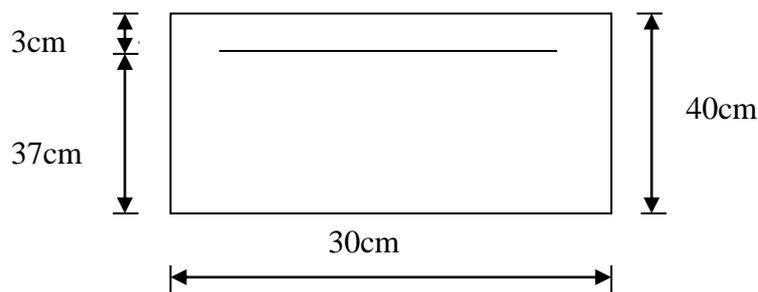
$$M_u = 64.80 \times \frac{1.15^2}{2} + 10.10 \times 1.15 + 6.30 \times 1.10 = 61.70 \text{KN/ml}$$

$N_u = 6.30 \text{KN}$

$T_u = P_u + q_u \times L = 10.10 + 64.80 \times 1.15 = 84.62 \text{K}$

1. Ferrailage à l'ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



III.4.2 section transversale de la dalle

1) Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27.90 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,047 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0,047 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,759$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_c} = \frac{27,90 \times 10^3}{0,759 \times 37 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3.39cm² avec S_t = 20cm

Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.85}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA10 = 2.35cm² avec : S_t = 25cm

2. Vérifications L'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité** (Art 4.2,1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement** (Art.5.1.2 / BAEL91)

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

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

$$\tau_u = \frac{31,26 \times 1000}{370 \times 300} = 0,28 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres** (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \\ \sum u_i = 3,14 \times 3 \times 1,2 = 113 \text{mm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,26 \times 10}{0,9 \times 37 \times 113} = 0,08 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage rectiligne des barres**

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

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

D'où :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

Le BAEL propose (A.6.1,22,)

$$l_s = \begin{cases} 40\varphi \text{ pour un HA feE400} \\ 50\varphi \text{ pour un HA feE500 ou un rond lisse} \end{cases}$$

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Alors :

$$l_s = 48 \text{ cm}$$

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 :

$$l_c = 0,4 \times l_s \quad \text{pour les barres HA (} f_e 400 \text{ ou } f_e 500 \text{) (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

Soit la longueur hors du crochet égal a : $l_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$.

On prend

$$l_c = 20 \text{ cm}$$

➤ Espacements des barres

- **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversaux :**

$$\varnothing t \leq \min\left\{\frac{ht}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing 1\right\} = \leq \min\{0.858, 2.5, 1.2\} = 0.857$$

Soit $\varnothing t = 8 \text{ mm} \leq 8.57 \text{ mm}$

On prend un cadre et un etrier en HA8; $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

L section d'armature transversals doit verifier la condition suivante:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

3. Vérifications L'ELS

A. Combinaisons de charge

$$: q_s = G + G \longrightarrow \quad q_s = 10.9 \text{ KN/ml}$$

B. Calcul du moment

En travée

$$M_t = 0.85 \frac{q_s l^2}{8} = 0.85 \times \frac{10,90 \times 4.20^2}{8} = 20.42 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_a = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = 0.3 \times \frac{10,90 \times 4.20^2}{8} = 7.21 \text{KN.m}$$

❖ Remarque

Le moment de la main courante est nul ($M = 0$).

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

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ «Fissuration préjudiciable»

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

Contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 37} = 0,305$$

$$\rho_1 = 0,305 \longrightarrow \beta_1 = 0,913$$

$$K_1 = 42.47$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{A_s \beta d} = \frac{20.42 \times 10^6}{3.39 \times 10^2 \times 0,913 \times 370} = 178.31 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 178.31 \times 0,042.47 = 7.572 \text{MPa}$$

$$7.57 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

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

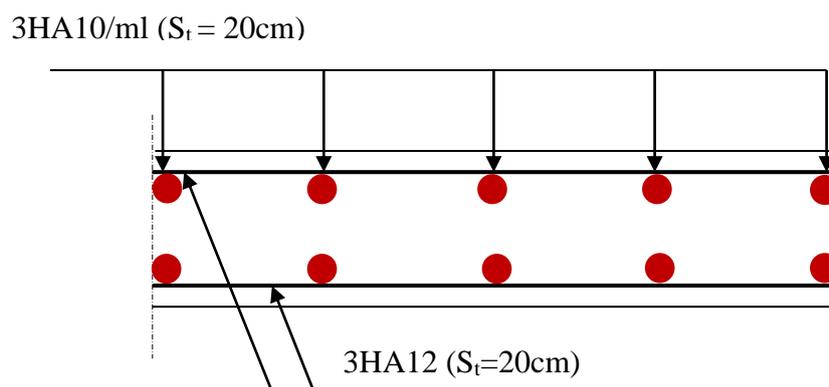
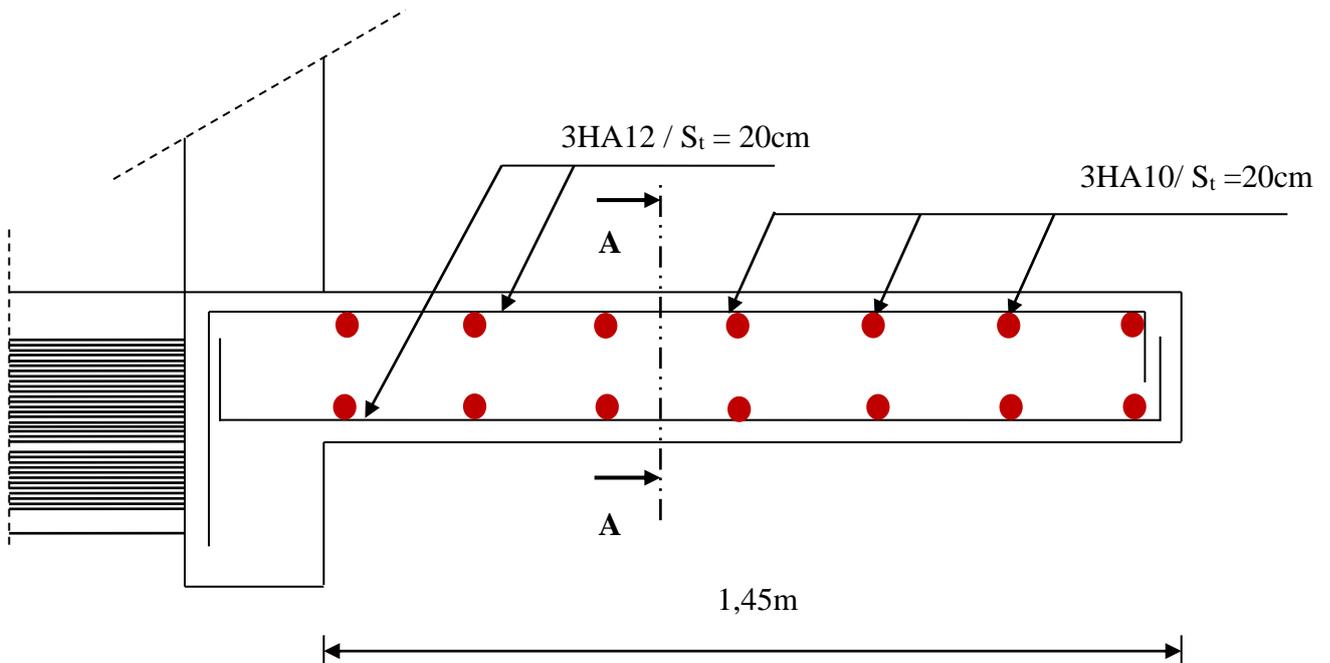
$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,30}{4.20} = 0,0714 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{0,30}{4.20} = 0,0714 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{20.42}{24.03} = 0,1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.39}{25 \times 27} = 0,00502 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.



Coupe A-A

III.4.3 Ferrailage du balcon.

Calcul de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis. Elle supporte son poids propre et le poids dû aux murs extérieurs.

Pré dimensionnement de la poutre :

a) Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

$$\text{La hauteur} \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{La largeur} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec L : la longueur libre dans le sens considéré

$$L = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \implies 28 \leq h \leq 42 \implies \text{on opte pour une hauteur de } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21 \implies \text{on opte pour une largeur de } b = 20 \text{ cm}$$

En suppose les conditions du R.P.A 2003 (Art.7.5.1) $h_i \geq 30 \text{ cm}$.

On choisit une hauteur $h = 30 \text{ cm}$

Largeur b :

$$0.4h_i \leq b \leq 0.7h_i \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A2003 $\rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Soit $b = 20 \text{ cm}$.

Vérification des exigences du R.P.A : (Art.7.4.1)

$h_t = 30 \text{ cm}$ vérifie selon le R.P.A(2003)

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

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 < 4 \implies \text{Vérifie}$$

b) détermination des sollicitations :

Charge permanentes :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur (double cloison) : } 3.06 - 0.30 \times 2.36 = 6.51 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du plancher : } \frac{420 \times 0.65}{2} = 1.37 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 9.76 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times 0.65 / 2 = 1.14 \text{ KN/ml}$$

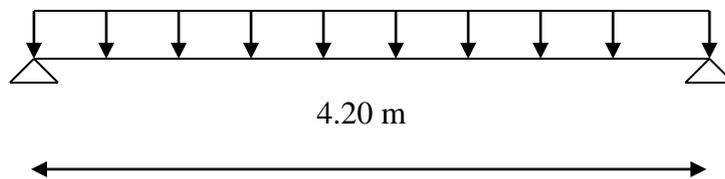
c) Combinaison de charge :

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q \implies q_u = 14.886 \text{ KN/ml}$$

$$\text{AL'ELS : } q_s = G + Q \implies q_s = 10.9 \text{ KN/ml}$$

2) calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée



➤ **Calcul du moment**

En travée :

$$M_t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = 0.85 \times \frac{14.886 \times 4.20^2}{8} = 27,90 \text{ KN.m}$$

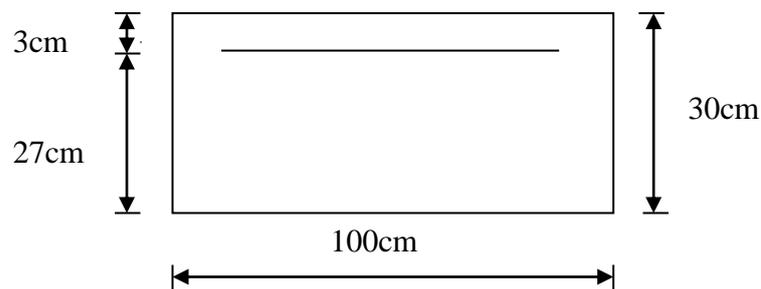
$$M_t = 0.3 \times \frac{q_u l^2}{8} = 0.3 \times \frac{14.886 \times 4.20^2}{8} = 9.84 \text{ KN m}$$

Les réaction d'appuis :

$$R_A + R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.886 \times 4.20}{2} = 31.26 \text{ KN}$$

4. Ferrailage à l'ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



III.4.2 section transversale de la dalle

1) Les armatures principales

En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,90 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

Donc : $A' = 0$

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

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_c} = \frac{27,90 \times 10^3}{0,987 \times 27 \times 348} = 3,00 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3,39 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,84 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,009 \longrightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_c} = \frac{9,84 \times 10^3}{0,9955 \times 27 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3,39 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

5. Vérifications L'ELU**➤ Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2,1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement (Art.5.1.2 / BAEL91)

$$\tau_u = \min (0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

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

$$\tau_u = \frac{31,26 \times 1000}{27 \times 25} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres** (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \\ \sum u_i = 3,14 \times 3 \times 1,2 = 113 \text{mm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,26 \times 10}{0,9 \times 27 \times 113} = 0,11 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage rectiligne des barres**

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

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

D'où :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

Le BAEL propose (A.6.1,22,)

$$l_s = \begin{cases} 40\varphi \text{ pour un HA feE400} \\ 50\varphi \text{ pour un HA feE500 ou un rond lisse} \end{cases}$$

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm}$$

Alors :

$$l_s = 48 \text{ cm}$$

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 :

$$l_c = 0,4 \times l_s \quad \text{pour les barres HA (} f_e 400 \text{ ou } f_e 500 \text{) (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

Soit la longueur hors du crochet égal a : $l_c = 0,4 \times 48 = 19,2\text{cm}$.

On prend

$$l_c = 20 \text{ cm}$$

➤ Espacements des barres

- **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversaux :**

$$\phi t \leq \min\left\{\frac{ht}{35}, \frac{b}{10}, \phi 1\right\} = \leq \min\{0.858, 2.5, 1.2\} = 0.857$$

$$\text{Soit } \phi t = 8\text{mm} \leq 8.57\text{mm}$$

On prend un cadre et une etrier en HA8; $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

L section d'armature transversals doit verifier la condition suivante :

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

6. Vérifications L'ELS

C. Combinaisons de charge

$$: q_s = G+G \longrightarrow \quad q_s = 10.9 \text{ KN/ml}$$

D. Calcul du moment

En travée

$$M_t = 0.85 \frac{q_s l^2}{8} = 0.85 \times \frac{10,90 \times 4.20^2}{8} = 20.42\text{KN.m}$$

Aux appuis

$$M_a = 0.3 \frac{q_s l^2}{8} = 0.3 \times \frac{10,90 \times 4.20^2}{8} = 7.21 \text{KN.m}$$

❖ Remarque

Le moment de la main courante est nul ($M = 0$).

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

Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ «Fissuration préjudiciable»

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

Contraintes dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0,502$$

$$\rho_1 = 0,502 \longrightarrow \beta_1 = 0,894$$

$$K_1 = 32.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{A_s \beta d} = \frac{20.42 \times 10^6}{3.39 \times 10^2 \times 0,894 \times 270} = 249,54 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 249.54 \times 0,031 = 7.73 \text{MPa}$$

$7.73 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0,348$$

$$\rho_1 = 0,348 \longrightarrow \beta_1 = 0,908$$

$$K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{A_s \beta d} = \frac{7.21 \times 10^6}{2.35 \times 10^2 \times 0,908 \times 270} = 125,14 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 125.14 \times 0,025 = 3.13\text{MPa}$$

3.13MPa < 15MPa \longrightarrow **Condition vérifiée.**

➤ Vérification de la flèche

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

e) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,30}{4.20} = 0,0714 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

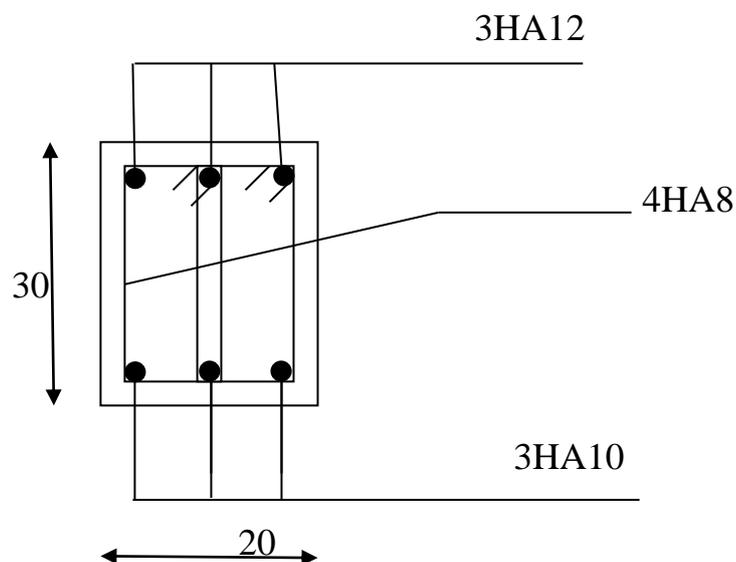
f) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{0,30}{4.20} = 0,0714 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{20.42}{24.03} = 0,1 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

g) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.39}{25 \times 27} = 0,00502 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ Conclusion :

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la Flèche.

Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :



LA SALLE MACHINE

1. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu .

Définition de l'ascenseur :

C'est un appareil élévateur desservant les différents niveaux, il manifeste l'accès des personnes se déplaçant le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de trois parties essentielles

- Treuil de levage et sa polie
- La cabine
- Le contre poids

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé, de vitesse d'entraînement de $v = 1 \text{ m/s}$, dont la surface de la cabine est de $(1,4 \times 1,3) \text{ m}^2$ En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes (90KN), répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée .

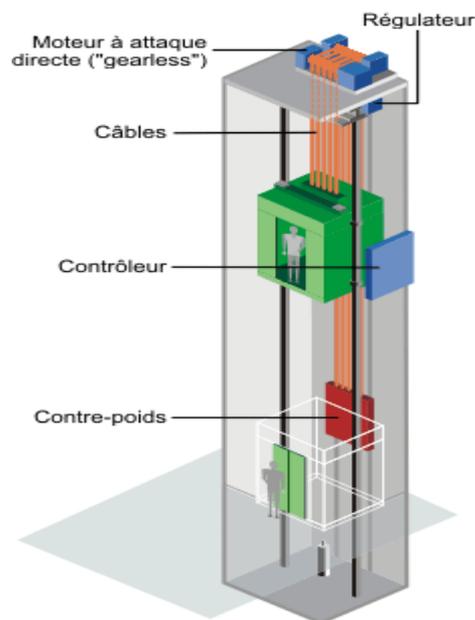


Fig.III.5.1 Schéma de l'ascenseur

2. Calcul de la dalle plane : (Etude de la dalle de l'ascenseur)

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a $L_x = 1.40\text{m}$

$L_y = 1.30\text{m}$

a. épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la for $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.66\text{cm}$

❖ **NB :**

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

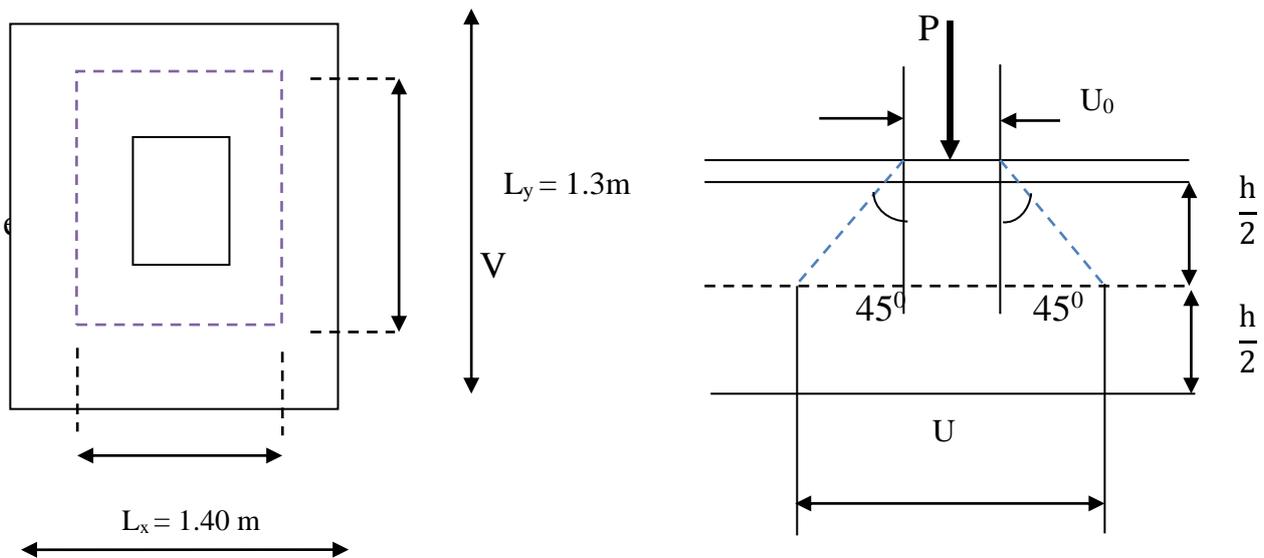


Fig.III.5.2 schéma statique de la salle machine.

On a:
$$\begin{cases} U = U_0 + 2\zeta e + h_t \\ V = V_0 + 2\zeta e + h_t \end{cases}$$

Avec:

$h_t = 15\text{cm}$;

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

U_0, V_0 côté du rectangle sur lequel agit la charge P avec ($U_0, V_0 = 80\text{cm}$)

$\zeta = 1$ car le revêtement est en béton

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

✓ Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,30} = 1,07$$

$\rho \geq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.

b. Calcul des moments au centre du panneau

Les moments au milieu du panneau pour une bande de 1m de largeur dans le sens de petite et la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_x = P (M_1 + vM_2) \\ M_y = P (vM_1 + M_2) \end{cases}$$

M_x, M_y : moment au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P
 M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ dans les tables de PIGEAUD

v : coefficient de poisson ; $\begin{cases} v = 0 & \text{à l'ELU} \\ v = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

3. Calcul à l'ELU

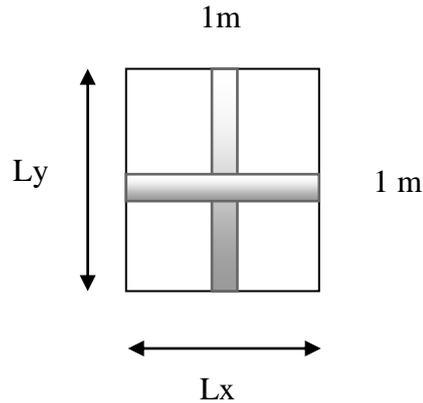


Fig.III.5.3 la section à étudier pour le ferrailage

A. Combinaison des charges

On a :

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5\text{KN}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad / \text{ avec } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) 1\text{ml} = 4,85\text{KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,048\text{KN}$$

B. Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P (M_1 + \nu M_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (\nu M_1 + M_2)$$

$$\nu = 0 \quad \text{à l'ELU}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1^x = P_u M_1 \\ M_1^y = P_u M_2 \end{array} \right.$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,40} = 0,75 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,30} = 0,80$$

$$\text{Après interpolation : } M_1 = 0,056, \quad M_2 = 0,056$$

$$M_1^x = P_u M_1 = (121,5 \times 0,056) 1\text{ml} = 6.804\text{KN.m}$$

$$M_1^y = P_u M_2 = (121,5 \times 0,056) 1\text{ml} = 6.804\text{KN.m}$$

C. Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_2^y = \mu_y M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{1.30} = 1.07 \quad ; \quad \rho \geq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0,0368$; $\mu_y = 1$

On a :

$$q_u = 8,048 \text{KN}$$

$$M_2^x = 0,0368 \times 8,048 \times 1,4^2 = 0.580 \text{KN.m}$$

$$M_2^y = 1 \times 0.580 = 0.580 \text{KN.m}$$

D. Les moments globaux

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6.804 + 0.580 = 7.384 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6.804 + 0.580 = 7.384 \text{KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis en considère le panneau comme un panneau appuyé sur 4 cotes dont 1 appui peut assurer un encastrement partiel :

-moments en travées: $0.75M_x, 0.75M_y$.

-moments aux appuis: $0.5M_x, 0.5M_y$

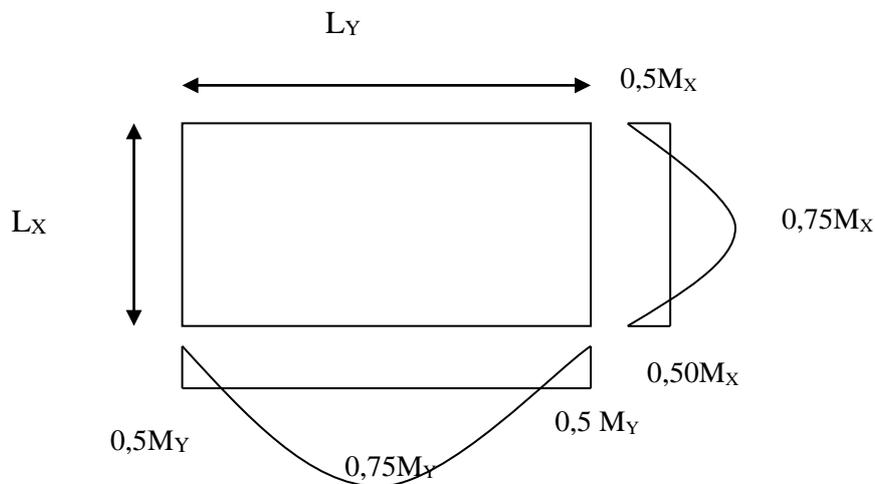


Fig.III.5.4: Correction des moments.

✓ Sens x-x :

- En travées : $M_t^x = 0,75 \times 7.384 = 5.538 \text{KN.m}$

- Aux appuis : $M_a^x = 0,50 \times 7.384 = 3.692 \text{KN.m}$

✓ Sens y-y :

-En travées: $M_t^y = 0,75 \times 7.384 = 5.538 \text{KN.m}$

-Aux appuis: $M_a^y = 0,50 \times 7.384 = 3.692 \text{KN.m}$

4. Ferrailage de la dalle :

➤ **Dans le sens de la petite portée (x-x)**

$b = 100 \text{cm}; \quad d = 15 - 3 = 12 \text{cm};$

➤ **En travée**

$M_t^x = 5.538 \text{m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.538 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.0271 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$\mu_t = 0.0271 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,9865$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.538 \times 10^5}{0,9865 \times 12 \times 34800} = 1.344 \text{cm}^2$$

Soit $5\Phi 8$ ($A_s = 2.51 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

➤ **Aux appuis**

$M_a^x = 3.692 \text{KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.692 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.180 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$\mu_a = 0,180 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,991$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.692 \times 10^5}{0,991 \times 12 \times 34800} = 0.892 \text{cm}^2$$

Soit $3\Phi 8$ ($A_s = 1.50\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

➤ Dans le sens de la grande portée (y-y)

➤ En travée

$$M_t^y = 5.538\text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.538 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14200} = 0,0271 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,0271 \longrightarrow \beta_1 = 0,9865$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.538 \times 10^5}{0,9865 \times 12 \times 34800} = 1,344\text{cm}^2$$

soit $5\Phi 8$ ($A_s = 2,51\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

➤ Aux appuis

$$M_a^y = 3.692\text{KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.692 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14200} = 0,0180 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.692 \times 10^5}{0,991 \times 12 \times 34800} = 0,892\text{cm}^2$$

$3\Phi 8$ ($A_s = 1.50\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

5. Vérification à L'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

✓ Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \longrightarrow A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h$$

Avec :

A_x : la section des armatures

$b.h$: section total du béton

w_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3 - 1.07)}{2} \times 100 \times 15 = 1,15\text{cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 2,51\text{cm}^2 > A_x = 1,15\text{cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 1,50\text{cm}^2 > A_x = 1,15\text{cm}^2$
- } **Condition vérifiée**

✓ Sens y-y :

$$W_x = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0 \quad \longrightarrow \quad A_y \geq W_0 \times b.h$$

$$A_y = W_0 \times b.h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 2,51\text{cm}^2 > A_x = 1,2\text{cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 1,50\text{cm}^2 > A_x = 1,2\text{cm}^2$
- } **Condition vérifiée**

B. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)

La direction la plus sollicitée :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La direction la moins sollicitée :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

C. Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)

$$P \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P : 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

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2\text{m}$$

$$P = \frac{90\text{KN}}{\text{ml}} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5\text{KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D. Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (P) :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} \times 1\text{ml} = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} \times 1\text{ml} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57\text{KN}$$

Ainsi on aura :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,213\text{MPa}$$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

6. Calcul à l'ELS :

a. Combinaison de charge

On a :

$$P_s = P = 90\text{KN}$$

$$q_s = G + Q \quad / \text{ avec } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1\text{ml} = 4,85\text{KN/ml}$$

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85\text{KN}$$

b. Les moments M_1^x et M_1^y dus au système de levage

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (vM_1 + M_2)$$

à L'ELS $v = 0,2$

$$\begin{cases} M_1 = 0,056 \\ M_2 = 0,056 \end{cases}$$

$$M_1^x = 90 \times (0,056 + 0,2 \times 0,056) = 6.048 \text{KN.m}$$

$$M_1^y = 90 \times (0,2 \times 0,056 + 0,056) = 6.048 \text{KN.m}$$

c. Les moments dus au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_2^y = \mu_y M_2^x \end{cases}$$

$$\text{On a } \rho = 1.07 \longrightarrow \mu_x = 0.0368 \quad ; \quad \mu_y = 1$$

$$q_s = 5,85 \text{KN/ml.}$$

$$M_2^x = 0,056 \times 5,85 \times 1.4^2 = 0.642 \text{KN.m.}$$

$$M_2^y = 0,056 \times 0,642 = 0,0359 \text{KN.m.}$$

d. Les moments globaux

$$M_x = 6.048 + 0.642 = 6.69 \text{KN.m.}$$

$$M_y = 6.048 + 0,0359 = 6.0839 \text{KN.m.}$$

➤ Corrections des moments

✓ Sens x-x :

$$\text{- En travées : } M_t^x = 0,75 \times 6.69 = 5.02 \text{KN.m}$$

$$\text{- Aux appuis : } M_a^x = 0,5 \times 6.69 = 3.345 \text{KN.m}$$

✓ Sens y-y :

-En travées : $M_t^y = 0,75 \times 6.0839 = 4.56 \text{KN.m}$

-Aux appuis : $M_a^y = 0,5 \times 6.0839 = 3.04 \text{KN.m}$

7. Vérification a l'ELS :

➤ Etat limite de compression de béton

On peut se disposé de cette vérification si la condition suivante est vérifiée

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad / \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✓ sens x-x

- en travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.538}{6.048} = 0.92 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.92 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,21$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{6.048 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 \longrightarrow \alpha = 0,0368 < 0,32 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.692}{3.345} = 1,1 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,1 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{3.345 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 \longrightarrow \alpha = 0,0201 < 0,3 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Sens y-y

- en travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.538}{4.56} = 1,21 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{4.56 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 \longrightarrow \alpha = 0,0279 < 0,35 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.692}{3.04} = 1,21 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \cdot d f_{bu}} = \frac{3.04 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0148$$

$$\mu = 0,0148 \longrightarrow \alpha = 0,0176 < 0,35 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification a la flèche

Dans le cas d'une dalle appuis sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\bullet \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t^x}{20M_x} \quad \longrightarrow \quad \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{0,75}{20} = 0,0375$$

fiée

$$\bullet \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \frac{2,51}{100 \times 12} = 0,002 \leq \frac{2}{400} = 0,005$$

condition vérifiée

➤ Diamètre maximale des armatures

$$\varnothing \leq \frac{h_t}{10} \quad \text{avec : } \varnothing : \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\varnothing \leq \frac{h_t}{10} = \frac{15}{10} = 1,5$$

On a $\varnothing_{\max} = 10\text{mm} < 15\text{mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ Conclusion :

Les armatures calculées à L'ELU sont justifiées, elles sont récapitulées comme suit :

Dans le sens (x-x) :

{	En travée : 5HA8= 2.51cm ²
	Aux appuis : 3HA8 = 1.50 cm ²

Dans le sens (y-y) :

{	En travée : 5HA8 = 2,51 cm ²
	Aux appuis : 3HA8 = 1.50 cm ²

8. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :

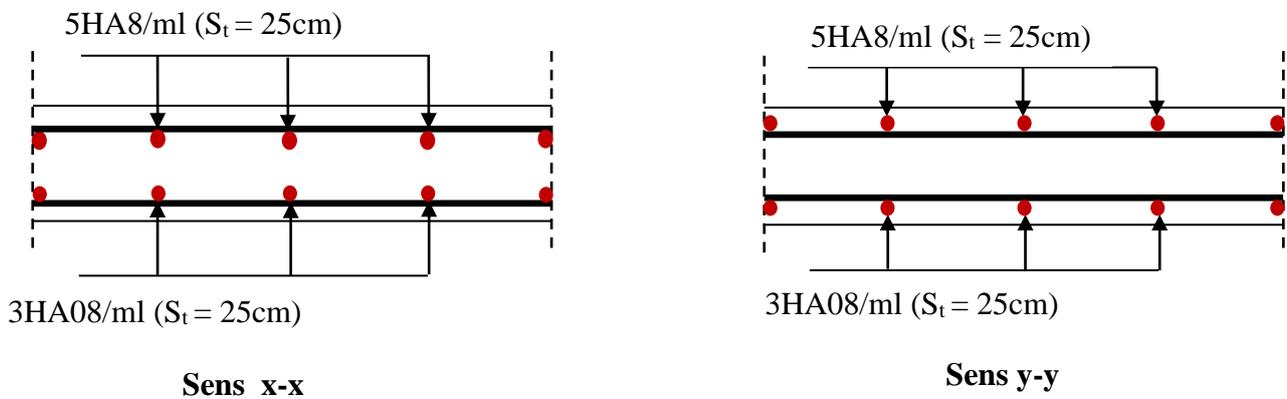


Fig.III.5.5 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III.3 LA POUTRE PALIERE

1. Pré-dimensionnement

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

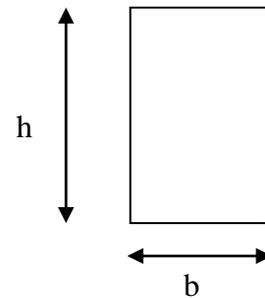
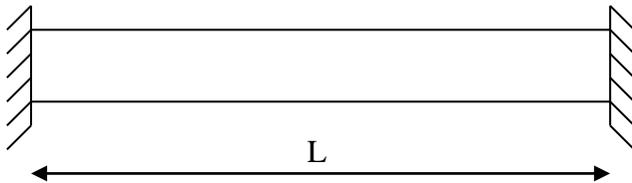


Fig. III.3.1 Schéma de la poutre palière.

Fig. III.3.2 section de la poutre palière.

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

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 30\text{cm} \\ h \geq 35\text{cm} \\ h / b \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.1)}$$

Alors nous avons pour une longueur de L= 3.00m

- **La hauteur h**
 $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 20 \leq h \leq 30$ on prend h = 35cm
- **La largeur b**
 $0,4h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$ on prend b = 30

Conditions	Poutre palière	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	Vérifiée
$h / b \leq 4$	1,17	Vérifiée

Tableau III.3.1 : Les conditions de la section de la poutre palière

2. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :

$$G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

- Réaction du palier à l'ELU :

$$R_u = 21.72 \text{ KN}$$

$$R = \frac{q \times L}{2} \longrightarrow q = \frac{2 \times R}{L}$$

$$q = \frac{2 \times 21.72}{3} = 14.48 \text{ KN/ml}$$

- Réaction du palier à l'ELS :

$$R_s = 15.75 \text{ KN}$$

$$q = \frac{2 \times 15.75}{3} = 10.50 \text{ KN/ml}$$

3. Calcul à l'ELU

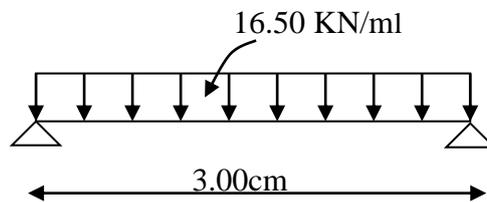


Fig.III.3.3: charge de la poutre a l'ELU

a. Combinaisons des charges

$$q_u = 1,35G + R_s$$

$$q_u = 1,35 \times (1.5) + 14.48 = 18.02 \text{ KN/ml}$$

b. Calcul des efforts internes

✓ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{18.02 \times 3^2}{8} = 20.27 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{18.02 \times 3}{2} = 27.03 \text{KN.m}$$

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

$$M_u^a = -0,3.M_u = 0,3 \times 20.27 = -6.081 \text{KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85.M_u = 0,85 \times 20.27 = 17.23 \text{KN.m}$$

✓ Diagramme du moment et de l'effort

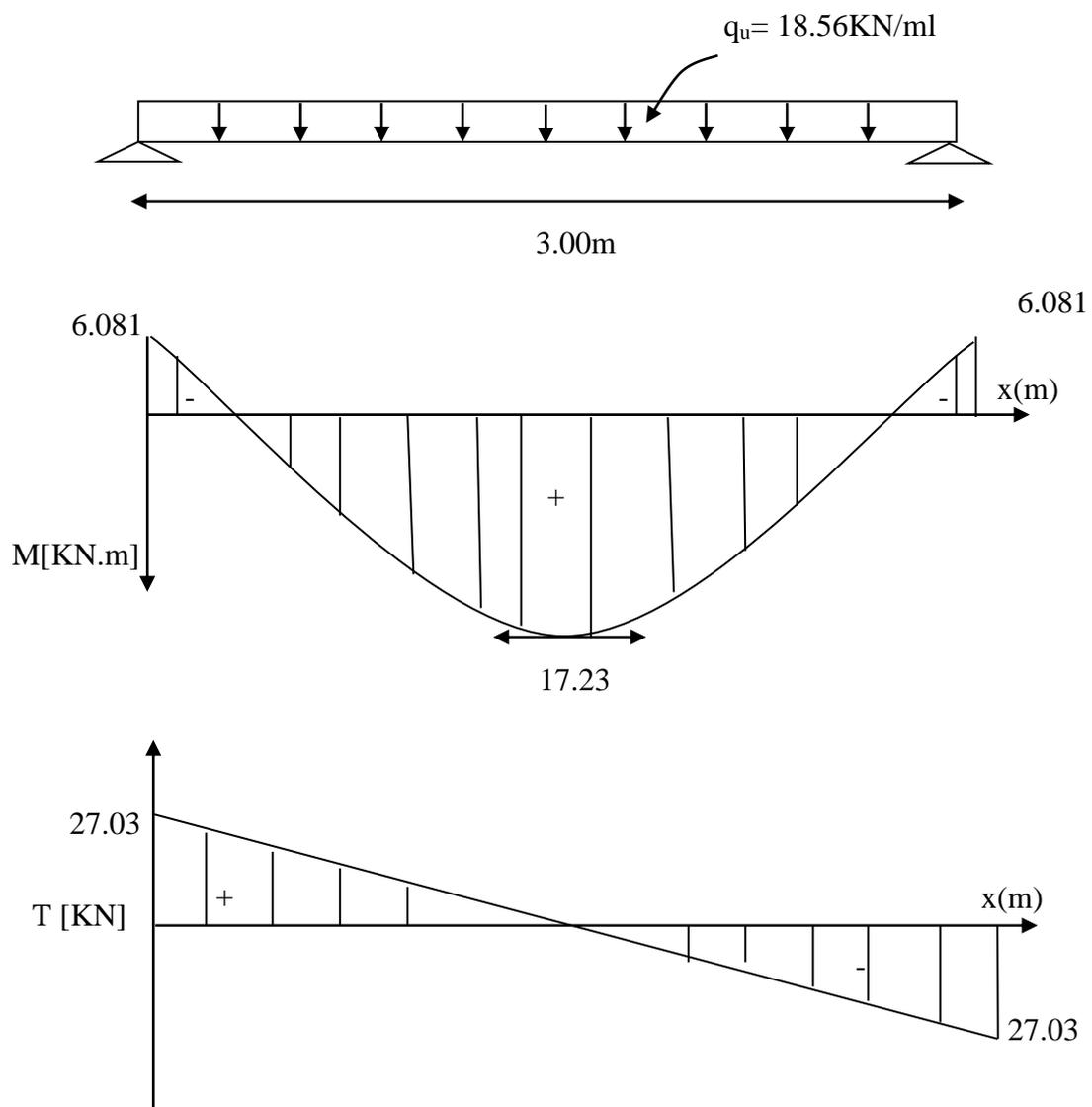


Fig.III.3.4: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c. Ferrailage

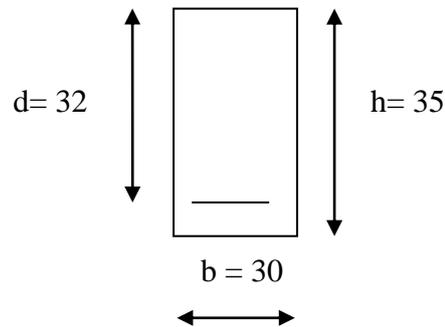


Fig.III.3.5: Dimensions de la poutre

$h = 35\text{cm}$; $d = 32\text{cm}$; $c = 3\text{cm}$; $b = 30\text{ cm}$.

➤ En travées

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.23 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0.039 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,039 \longrightarrow \beta_1 = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.23 \times 10^3}{0,980 \times 32 \times 348} = 1.58\text{cm}^2$$

On prend : (3 HA12) $\longrightarrow A_u^t = 3.93\text{cm}^2$

➤ Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.081 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,014 \longrightarrow \beta_1 = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.081 \times 10^3}{0,993 \times 32 \times 348} = 0.55\text{ cm}^2$$

On prend : (3HA12) $\longrightarrow A_u^a = 3.93\text{cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales**

la quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 35\text{cm} \right) \longrightarrow \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{en zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

φ_1 : est le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 7cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

$$S_t \leq \min (8.75; 14.4; 35\text{cm}) \longrightarrow S_t = 8.75\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \longrightarrow S_t = 17.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone courante.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0,003 \times 8.75 \times 30 = 0,78\text{cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \text{ en zone nodale}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 17.5 \times 30 = 1.575\text{cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \text{ en zone courante}$$

4. Vérification a l'ELU

Les vérifications a effectuée sont les suivantes :

➤ **Condition de non fragilité** (Art-A-4.2, 1 BAEL)

$$A_S \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_S \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.16\text{cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$A_t = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,16\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,16\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{27,03 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,281\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,281\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL, Art. 5.1.3.2)**a) **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4b \times 0,9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\begin{aligned} \bar{T}_u &= 0,4b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 300 \times 0,9 \times 320 \times \frac{25}{1,5} = 57,6\text{KN} > T_u \\ &= 27,03\text{KN} \end{aligned}$$

—————> **Condition est vérifiée**

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**
(BAEL91Art .A.6.1, 3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

1,5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)

1,0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

U_i : Périmètre utile de barre.

$\sum U_i = n \cdot \emptyset \cdot \pi$ ou (n) le nombre de barre ;

$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{27,03 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 94,2} = 0,99 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ La Condition est vérifiée, Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (A-6-1-2)**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposé constante et égale a sa valeur fixe

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de la longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{-Pour } \varphi 10 : L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \quad \longrightarrow \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \varphi 10 : L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encreée, mesuré hors crochet L, est au moins égale à 0,4 L_s pour les aciers H.A.

On le L_s = 50 pour (φ12 ; φ14)

$$\longrightarrow \quad L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

5. Calcul a l'ELS

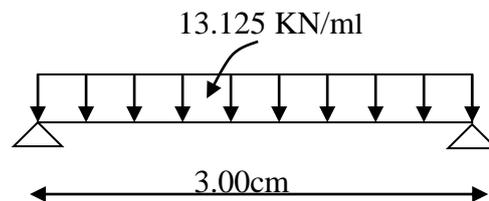


Fig.III.3.6: charge de la poutre à l'ELS

a. Combinaison des charges

$$q_s = G + R_s / 1 \text{ ml}$$

$$q_s = (2.625) + 10.50 = 13.125 \text{ kN/ml}$$

b. Calcul des efforts internes

✓ Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{13.125 \times 3^2}{8} = 14.76 \text{ kN.m}$$

✓ L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{13.125 \times 3}{2} = 19.687 \text{ kN.m}$$

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

$$M_s^a = -0,3.M_s = -0,3 \times 14.76 = 4.428 \text{KN.m}$$

$$M_s^t = 0,85.M_s = 0,85 \times 14.76 = 12.546 \text{KN.m}$$

✓ Diagramme du moment et de l'effort

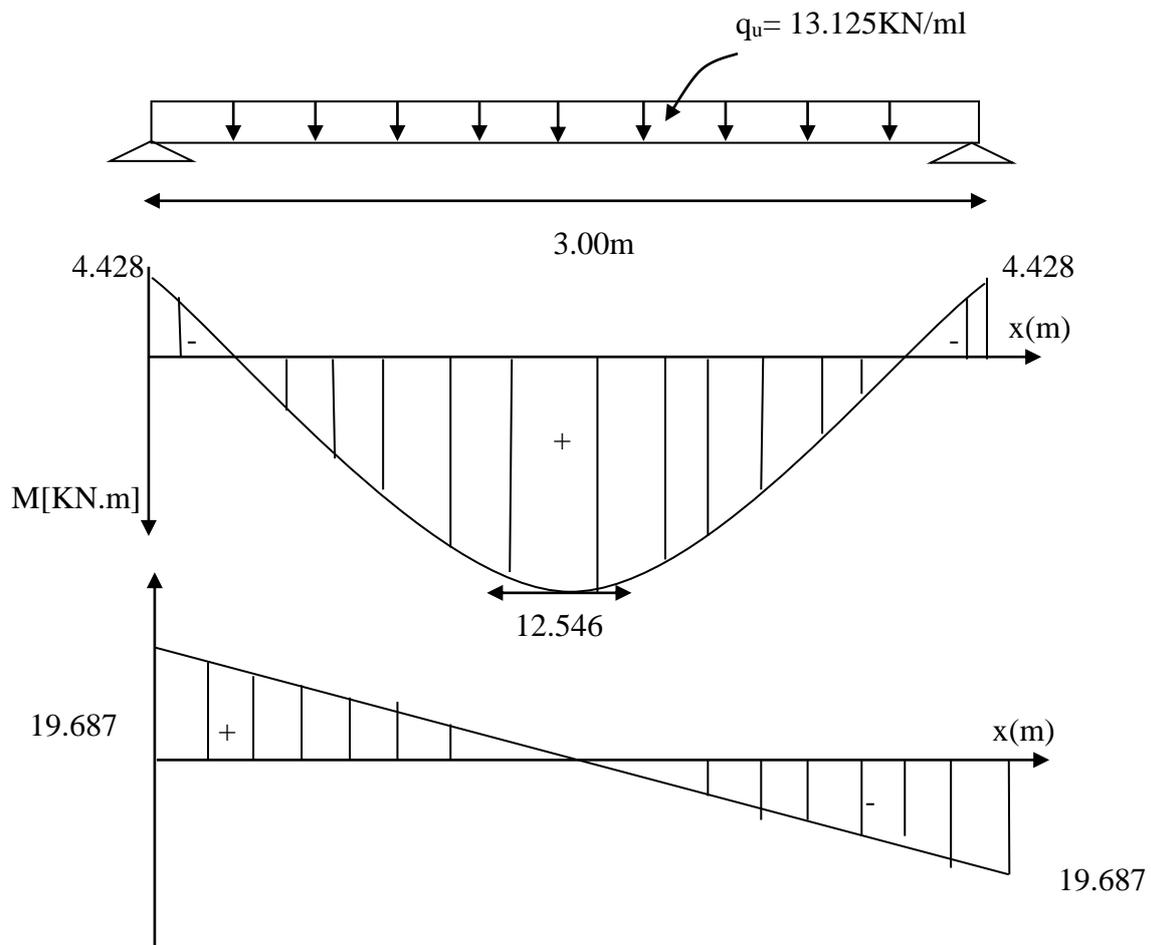


Fig.III.3.7: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c. Vérification des contraintes

✓ Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration, dans les poutres est considérée comme peu nuisible cette vérification n'est pas nécessaire

✓ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression dans le béton elle ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0,35$$

$$\rho_1 = 0,35 \longrightarrow \beta_1 = 0.908$$

$$K = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.428 \times 10^6}{339 \times 0,908 \times 320} = 44.95\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{44.95}{39.35} = 1.14\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.14\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **En travées**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{30 \times 32} = 0,351$$

$$\rho_1 = 0,351 \longrightarrow \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12.546 \times 10^6}{393 \times 0,908 \times 320} = 109.87\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{109.87}{39.35} = 2.79\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.79\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d. Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec} \quad h : \text{la hauteur de la poutre}$$

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad M_t : \text{moment max en travée.}$$

M_0 : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures}$$

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$- \quad \frac{h}{L} = \frac{0,35}{3,00} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,546}{10 \times 14,76} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$- \quad \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{3,39}{32 \times 30} = 0,0035 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Remarque :**

On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

Calcul DES PLANCHERS

La structure comporte des planchers en corps creux (16 + 4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Sauf les loggias et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.
- ✓ a: distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- ✓ Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (BAEL91/Art B.6.8, 423) qui sont les suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles)
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles)

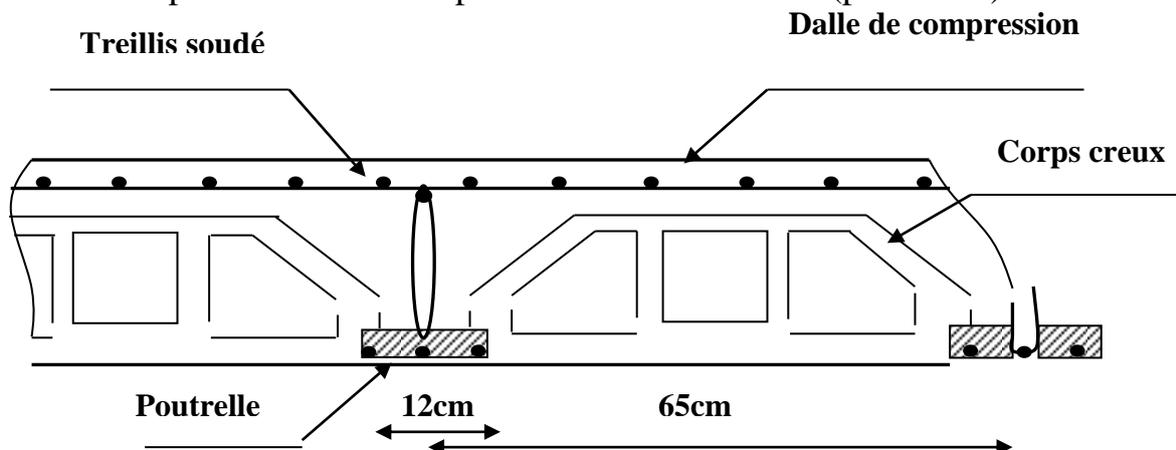


Fig.III.6.1 Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant

1. Etude et ferrailage de la dalle de compression :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On a la distance entre axes des poutrelles compris entre 50cm et 80cm
($50 \leq L = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$),

Donc :

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

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit :

$$A_{\perp} = 5T4 = 0.63\text{cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

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

2) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0,315\text{cm}^2$$

Soit :

$$A_{//} = 5T4 = 0.63\text{cm}^2/\text{ml}.$$

Avec :

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

on adopte pour le ferrailage de la dalle de compression *un treillis soudé (TLE 520) de dimension (4x5x200x200)*

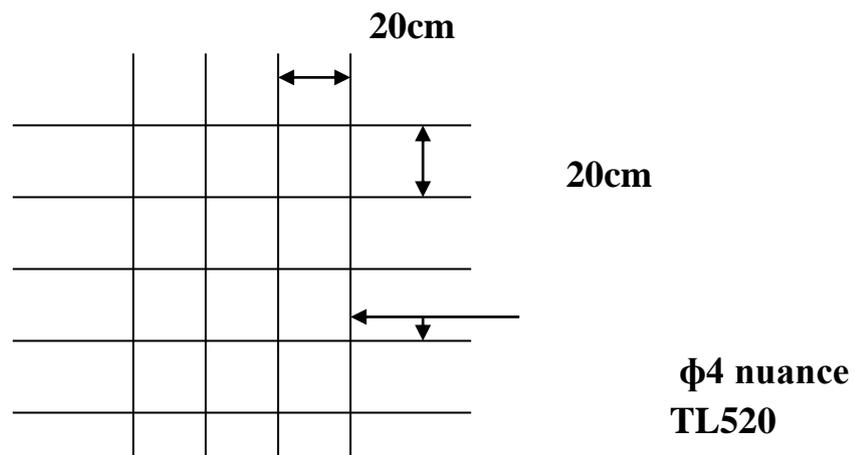


Figure : treillis soudés (200x200)

3) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparties, dont la largeur est déterminée par l'axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure Ci-dessous :

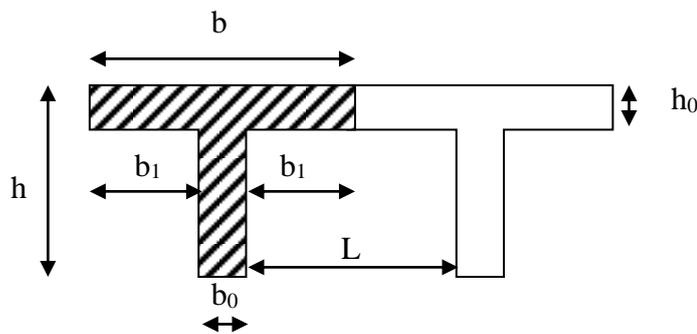


Fig. Section en T

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm (hauteur de la dalle)}$$

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

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

$$C = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

$$d = 18 \text{ cm (hauteur utile)}$$

$$b_1 : \text{largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure}$$

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

L_0 : distance entre axe des poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L = 3.8 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min(26.5 ; 32 ; 32)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

2. Calcul de la poutrelle à l'ELU :

1) Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités elle travaille en flexion ; et soumises aux charges suivantes :

- **poids propre de la poutrelle :**
 $G_1 = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{KN/ml}$
- **poids propre du corps creux :**
 $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{KN/ml}$
- **surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :**
 $Q = 1 \text{KN/ml}$

- **poids totale :**
 $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{KN/ml}$

➤ **combinaison d'actions**

• **A l'ELU**

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

• **A l'ELS**

$$Q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{KN/ml}$$

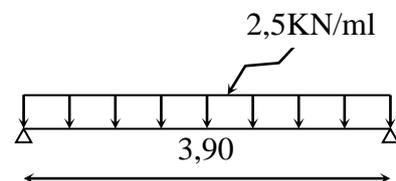
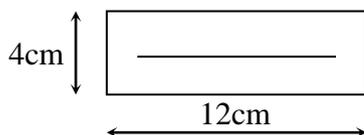


Fig.III.6.4 section transversale de la poutrelle de la poutrelle

Fig.III.6.5 Schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,9^2}{8} = 4,75 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,9}{2} = 4,87 \text{KN.m}$$

➤ **Ferraillage de la poutrelle****B=12cm****c=2cm****h=4cm ;**
 $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$ (d : hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,75 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,96 > 0,392$$

 $\mu_b > \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ la section est doublement armée

Donc, les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2) Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités. Elle est soumise aux charges suivantes :

-charge permanente : G235

-surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65=0.98\text{KN/ml}$

■ combinaison de charge :

Poids propre du plancher :

$$G = 5,3 \times 0,65 = 3,445\text{KN/ml}$$

- Poids propre du plancher terrasse:

$$G=6.34 \times 0.65=4.121\text{KN/ml}$$

- surcharge d'exploitation :

usage d'habitation : $Q=1.5 \times 0.65=0.975\text{KN/ml}$ Usage commercial : $Q=5 \times 0.65=3.25\text{KN/ml}$ Dernier etage: $1 \times 0.65=0.65\text{KN/ml}$ **3) Choix de la méthode:**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m :

$$Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m})$$

- $Q = 0,975\text{KN/ml}$ $\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3.445 = 6.89 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \rightarrow$ **Condition vérifiée**

les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

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

$$(0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25) \text{ on a :}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.90}{3.90} = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.90}{3,90} = 1$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

❖ **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

4) Principe de la méthode

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

5) Exposé de la méthode:

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à $\frac{2}{3}$ pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

$$\text{En effet pour } \begin{cases} Q = 0 & \longrightarrow & \alpha = 0 \\ Q = 2G & \longrightarrow & \alpha = \frac{2}{3} \end{cases}$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Avec :

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q_u : charge uniformément répartie

M_w et M_e : sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite.
respectivement

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée.

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

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

$$M_t \geq -\frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq -\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive.}$$

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

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

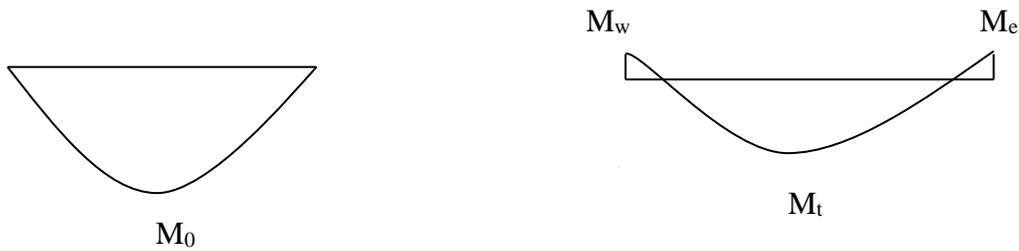


Fig.III.6.6 Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

6) Application de la méthode forfaitaire :

➤ Calcul des coefficients

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.3} = 0.22$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.22$

$$1 + 0,3\alpha = 1.066$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0.553$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633$$

A. Etude de la poutre

Dans notre cas nous avons une poutre sur 04 appuis, comme présentée dans la figure suivante :

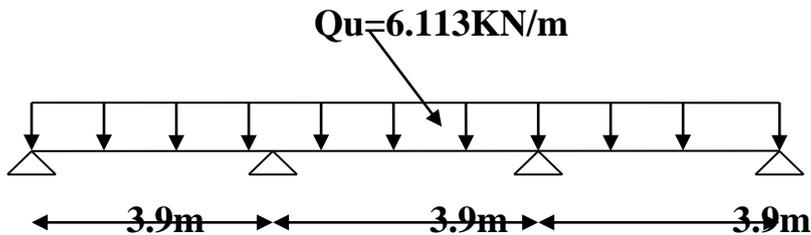


Fig : schéma statique de la poutre

-A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3.455) + 1.5(0.975) = 6.113 \text{ KN/ml}$

-A l'ELS : $q_s = G + Q = 3.445 + 0.975 = 4.42 \text{ KN/ml}$

*calcul des moments fléchissant

-calcul du moment isostatique M_0 à l'ELU :

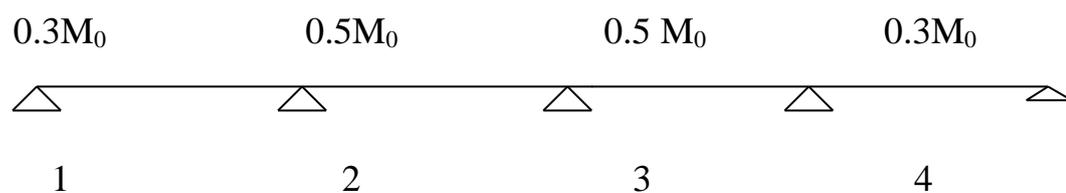


Fig : diagramme des moments

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,113 \times 3.9^2}{8} = 11.62 \text{ KN.}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.113 \times 3.9^2}{8} = 11.62 \text{ KN.}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,113 \times 33.9^2}{8} = 11.62 \text{KN.m}$$

travée	A-B	B-C	C-D
L(m)	3.9	3.9	3.9
M0	11.62	11.62	11.62

Moments aux appuis :

$$M_1 = 0.3M_0 = 0.3 \times 11.62 = 3.48 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0.5M_0 = 0.5 \times 11.62 = 5.81 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.5M_0 = 0.5 \times 11.62 = 5.81 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0.3M_0 = 0.3 \times 11.62 = 3.48 \text{KN.m}$$

coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.5	0.3
M appui	3.48	5.81	5.81	3.48

$$M_1 = M_4 = 0,3M_0 = 0,3 \times 11.62 = 3.48 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = 0,5 \max (M_{012}; M_{023}) = 0,5 \times 11.62 = 5.81 \text{KN.m}$$

moments en travée A-B

✓ Travée de rive A-B :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,633M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1 + 0,3\alpha = 1.066M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,666M_0$$

On prend $M_t = 0,67M_0$

$$M_t = 0,67 \times 11,62 = 7,78 \text{KN}$$

✓ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,533M_0$$

$$M_t + \frac{0,5M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1+0,3\alpha = 1,066M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,566M_0$$

On prend $M_t = 0,566 M_0$

$$M_t = 0,566 \times 11,62 = 6,576 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_w^i = \frac{qul}{2} + \frac{Mw - Me}{l}$$

$$V_e^i = \frac{qul}{2} + \frac{Mw - Me}{l}$$

Travée A-B

$$\begin{aligned} V_A &= \frac{qu l}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} \\ &= \frac{6,113 \times 3,9}{2} + \frac{-5,81 - (-3,48)}{3,9} = 11,32 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_B &= -\frac{qu l}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} \\ &= -\frac{6,113 \times 3,9}{2} + \frac{-5,81 - (-3,48)}{3,9} = -12,51 \text{KN} \end{aligned}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{qu l}{2} + \frac{Mc - MB}{lbc}$$

$$= \frac{6.113 \times 3.9}{2} + \frac{-5.81 - (-5.81)}{3.9} = 11.92 \text{KN}$$

$$V_c = -\frac{qu l}{2} + \frac{M_c - M_B}{lbc}$$

$$= \frac{-6.113 \times 3.9}{2} + \frac{-5.81 - (-5.81)}{3.9} = -11.92 \text{KN}$$

Travée CD

$$V_c = \frac{qu l}{2} + \frac{M_d - M_c}{lbc}$$

$$= \frac{6.113 \times 3.9}{2} + \frac{-3.48 - (-5.81)}{3.9} = 12.51 \text{KN}$$

$$V_d = -\frac{qu l}{2} + \frac{M_d - M_c}{lbc}$$

$$= \frac{-6.113 \times 3.9}{2} + \frac{-3.48 - (-5.81)}{3.9} = -11.32 \text{KN}$$

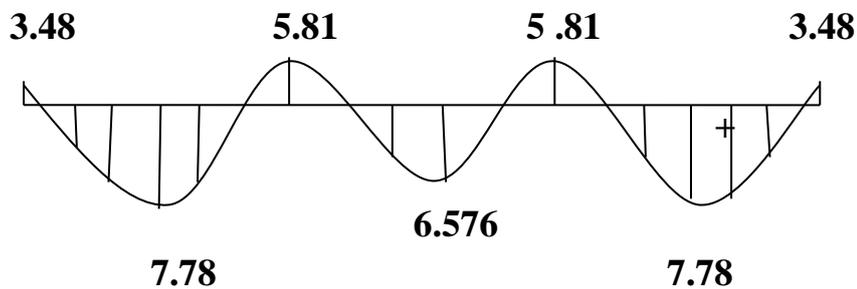


Fig : diagramme des moments

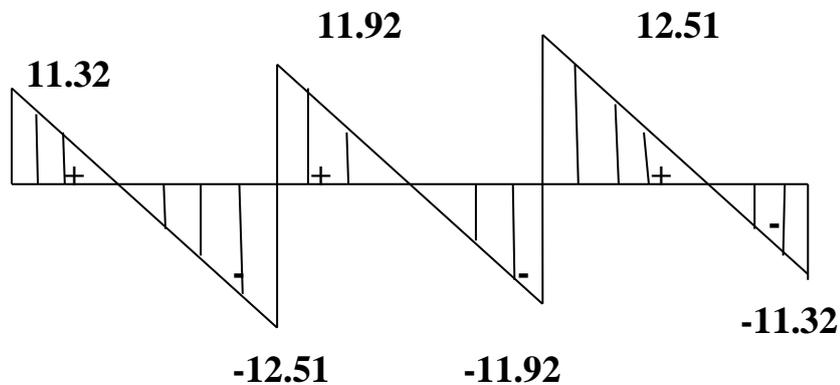


Fig : Diagramme des efforts tranchants

Calcul des armatures :

3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments Max en travées et sur appuis.

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

-le moment maximal en travée : $M_t^{\max} = 7.78 \text{ KN.m}$

-le moment maximal aux appuis : $M_a^{\max} = 5.81 \text{ KN.m}$

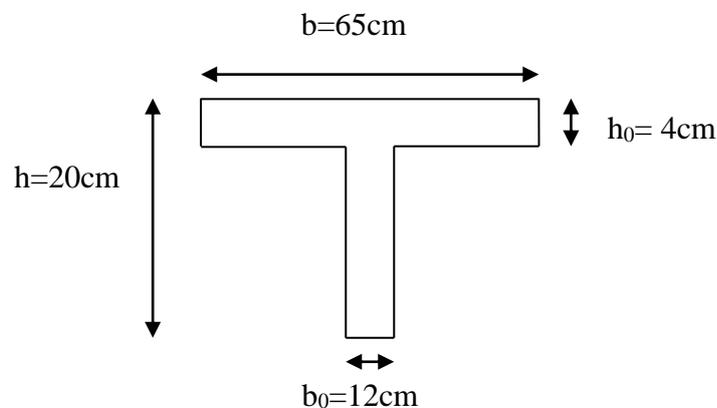


Fig. Section de la poutre en T.

a) Armatures longitudinales :***Armature en travée :**

-le moment maximal en travée : $M_t^{\max} = 7.78 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 7.78 \text{ KN.m}$$

Alors :

L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.78 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_e = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,026 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A's=0$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7.78 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,25 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 1,25 \text{cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{3HA10 = 2,35 \text{cm}^2}$$

Armatures aux appuis :

La table étant entièrement tendue ,donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

le moment maximal aux appuis : $M_a^{\max} = 5.81 \text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.81 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,105 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,105 \longrightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{5.81 \times 10^3}{0,945 \times 18 \times 348} = 0.981 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0.981 \text{cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{1HA12 = 1,13 \text{cm}^2}$$

Calcul des armatures transversales :**possibilité de bétonnage correct : (Art A5.1,22/BAEL91modifié99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme .

$$\varphi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_{\max} \right\} \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\varphi \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right\} = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{ cm}$$

On prend $\varphi = 6 \text{ cm}$

On adopt 2HA6 \longrightarrow **$A_t = 0,56 \text{ cm}^2$**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de **HA6**

- Espacement des armatures transversales :**section minimale d'armatures d'âme (Art A.5.1,22/BAEL91modifié99)**

l'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs: 0,9d et 40cm.

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

$$S_t \leq \min(16,2; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e ,

$$\text{On doit avoir : } A_t f_e / b_0 s_t \geq 0,4 \text{ MPa} \quad A_t \geq 0,4 b_0 s_t / f_e$$

$$A_t \geq 0,4 \times 12 \times 15 / 400 = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,18 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par étriers HA6, avec un espacement constant $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

Les vérifications à l'ELU :

1/Etat limite ultime du béton de l'ame (Art A5.1,21/BAEL 91 modifié 99)

Vérification au cisaillement.

Dans le cas où les armatures d'ame sont droites et les fissuration sont peu nuisibles, la contrainte τ_u

Doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right) \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,51 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,579\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,579 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2/Condition de non fragilité (Art A4.2.1/BAEL 91 modifié 99)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur (b) armée d'une section (A_s) cette condition s'exprime par :

$$A_s = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{\min} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

En travée

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

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

Aux appuis

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

$$A_t = 1,13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,43 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 0,880 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,880 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4a/ Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

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

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

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

➤ Appuis de rive :

$$V_u^{\max} = 12,51 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$V_u^{\max} = 11,9 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4b/Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_s} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}^{\text{appuis}}}{0,9d} \right)$

$$A_s = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,51 - \frac{5,81}{0,9 \times 0,18} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (12,51 - 35,86)$$

$$A_s = 1,57 \geq -0,67 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\text{D'où : } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Forfaitairement :

$$l_s = 50 \cdot \Phi = 50 \times 1,0 = 50 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :

$$l_c = 0,4 \times l_s \quad (\text{Art.6.1.253BAEL99}) \quad \text{Soit un crochet de : } 0,4 \cdot l_s = 14,11 \text{ cm}$$

4. Calcul de la poutrelle à l'ELS

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est -à-dire par le coefficient :

$$I = q_s / q_u = 4,42 / 6,113 = 0,723$$

▪ moments fléchissant :

En travée :

$$\text{Pour les travée de rives (A-B)} \quad M_{AB} = 7,78 \times I = 5,624 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour travée (B-C)} \quad M_{BC} = 6,576 \times I = 4,754 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour travée (C-D)} \quad M_{CD} = 7,78 \times I = 5,624 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_A = 3,48 \times I = 2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 5,81 \times I = 4,20 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 5,81 \times I = 4,20 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3,48 \times I = 2,51 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$\text{Travée (A-B)} \quad V_A = 8,18 \text{ KN} \quad V_B = -9,04 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (B-C)} \quad V_B = 8,61 \text{ KN} \quad V_C = -8,61 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (C-D)} \quad V_C = 9,04 \text{ KN} \quad V_D = 8,18 \text{ KN}$$

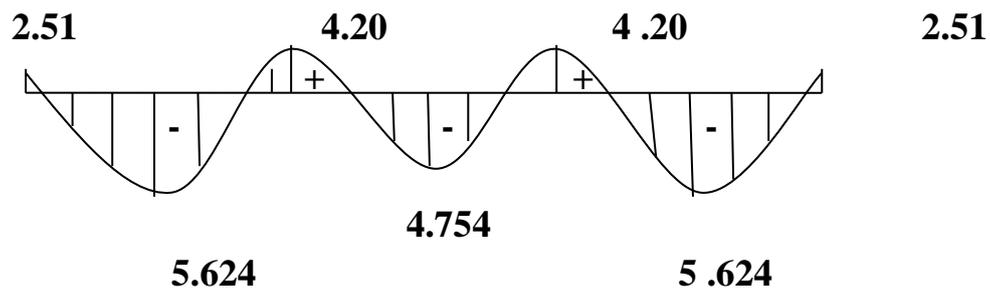


Fig : diagramme des moments

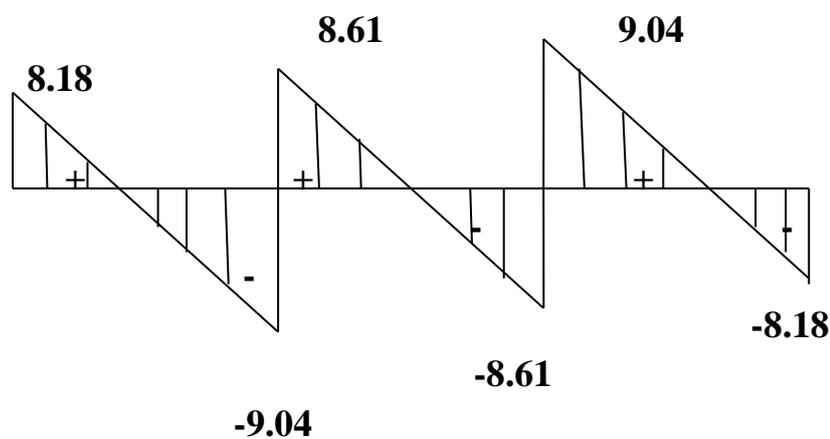


Fig : Diagramme des efforts tranchants

5. Vérifications à l'ELS :

a) Contrainte dans les aciers

➤ En travée :

$$M_a^{\max} = 5.624 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \longrightarrow \beta_1 = 0,8565 \longrightarrow K_1 = 19,84$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.624 \times 10^3}{0,8565 \times 18 \times 2,35} = 155.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 4.20 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,13}{18 \times 12} = 0,52$$

$$\rho_1 = 0,52 \longrightarrow \beta_1 = 0,8515 \longrightarrow K_1 = 31.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,20 \times 10^3}{0,8515 \times 18 \times 1,13} = 242.50 \text{MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

b) Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

➤ **En travée :**

$$M_a^{\max} = 5.624 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{On a } \sigma_{st} = 155.23 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{155.23}{19,84} = 7.82 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.82 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 4,20 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

On a :

$$\sigma_{st} = 242.5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{242,5}{31,08} = 7,8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,8 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

❖ **Conclusion :**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures

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

d) Etat limite de déformation –vérification de la flèche:

(BAEL91.AB.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \quad \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2- \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \quad \frac{A_{sa}}{b_0 d} > \frac{3,6}{400}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b_0 : largeur de nervure.

$$- \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,05128 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0,05128 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{9.04}{15 \times 11.62} = 0,0518 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non}$$

vérifiée

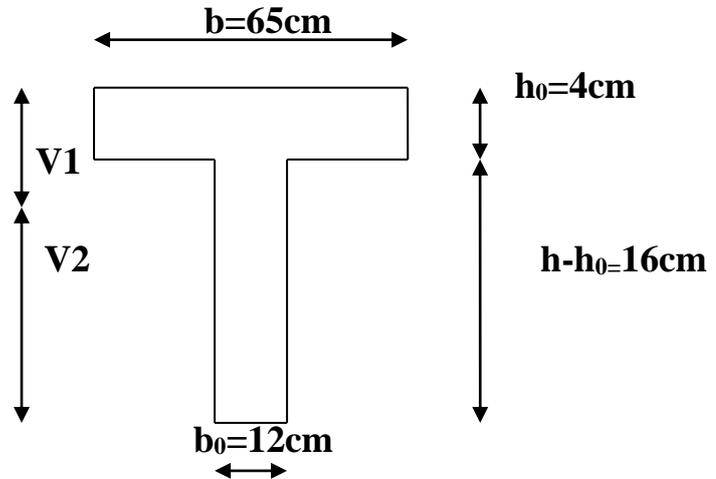
$$- \quad \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{1,13}{18 \times 12} = 0,0052 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc il faut procéder au calcul de la flèche

Calcul de la flèche :(Art .B6.5.2/BAEL91)

$$f_v = \frac{Ml}{10EI_f}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 x h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment isotatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/v = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{hh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_v = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/v}{B} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} \left(7.09 - \frac{4}{2} \right) \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 2002.25 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01087 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.982$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure
(pourcentage d'armatures)

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta d A} = \frac{5.624}{0.982 \times 180 \times 2.35} = 135.39 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_t 28}{\left(2 + \frac{3b}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \cdot 12}{65}\right) 0.010} = 1.647$$

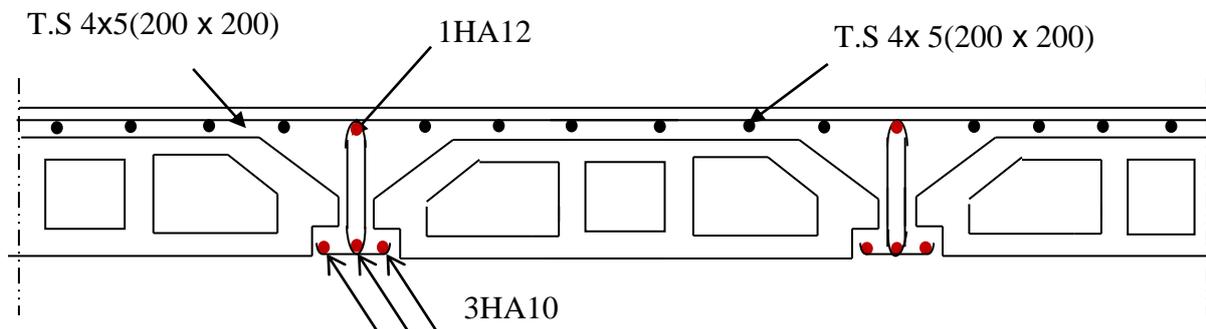
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_t 28}{4 \rho \sigma_s + f_t 28}; 0 \right\} = 0.512$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \mu} = \frac{1.1 (2002.56)}{1 + 1.647 \times 0.512} = 11936.87$$

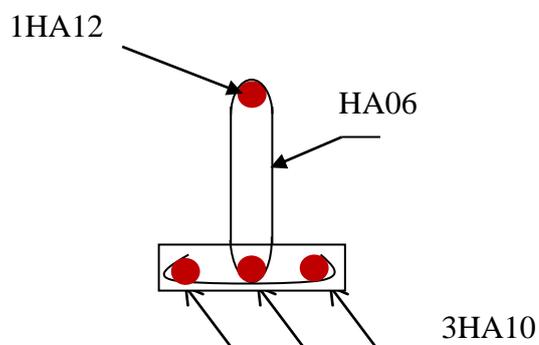
$$f_v = \frac{M \cdot L^2}{10 E \cdot I}$$

$$f_v = \frac{4.2 \times 3.9^2 \times 10^7}{10 \times 10818.88 \times 11936.87} = 0.049$$

$$f_v = 4.9 \text{ mm} < \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm} \longrightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$



Ferraillage du plancher.



Ferraillage de la poutrelle

Calcul du centre de masse

Calcul du centre de masse :

le centre de masse que nous allons noter C, est défini comme étant le barycentre des masses des éléments de toute la structure, il est positionné par rapport à un système d'axes (OXY) fixé arbitrairement. Sa position sera donnée par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré

$X_i Y_i$: coordonnées du centre de masse dans le système d'axes défini

- 1) Centre de masse des poutres principales :
Centre de masse des poutres secondaires (35x30) :

files	travées	$\rho(\text{kn/m})$	$li(\text{m})$	$Si(\text{m}^2)$	$Mi (\text{t})$	Xi	Yi	$Mi.Xi$	$Mi.Yi$
A	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	0	1.75	0	17.915625
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	5.25	0	53.746875
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	0	8.75	0	89.578125
B	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	0.6	8.75	6.1425	89.578125
C	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	2	1.75	20.475	17.915625
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	2	5.25	20.475	53.746875
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	2	8.75	20.475	89.578125
D	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	5.35	1.75	54.770625	17.915625
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	5.35	5.25	54.770625	53.746875
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	5.35	8.75	54.770625	89.578125
E	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	11.95	8.75	122.338125	104.5625
F	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	10.75	1.75	110.053125	17.915625
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
G	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	18.85	8.75	192.976875	89.578125
H	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	13.45	1.75	137.694375	17.915625
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
I	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	16.15	1.75	165.335625	17.915625
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
j	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	16.15	1.75	165.335625	17.915625
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	16.15	1.75	165.335625	17.915625
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	16.15	1.75	165.335625	17.915625
k	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	18.85	1.75	192.976875	32.9875
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	18.85	5.25	192.976875	53.746875
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	18.85	8.75	192.976875	89.578125
l	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	21.45	8.75	219.594375	89.578125
m	1*2	25	3.9	0.105	10.2375	22.2	1.75	227.2725	17.915625

	2*3	25	3.9	0.105	10.2375	22.2	5.25	227.2725	53.746875
	3*4	25	3.9	0.105	10.2375	0	0	0	0
					389.025			2709.35438	1212.4875

$$X_m = \frac{2709.35438}{389.025} = 6.96$$

$$Y_m = \frac{1212.4875}{389.025} = 3.11$$

2) Centre de masse des poutres principales :

files	travees	ρ (kn/m)	li(m)	Si(m ²)	Mi (t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
1**	A-B	25	4	0.12	12	2	0	24	0
	B-C	25	2.7	0.12	8.1	5.35	0	43.335	0
	C-D	25	2.7	0.12	8.1	8.05	0	65.205	0
	D-E	25	2.7	0.12	8.1	10.75	0	87.075	0
	E-F	25	2.7	0.12	8.1	13.45	0	108.945	0
	F-G	25	2.7	0.12	8.1	16.15	0	130.815	0
	G-H	25	2.7	0.12	8.1	18.85	0	152.685	0
	H-I	25	4	0.12	12	22.2	0	266.4	0
	2**	A-B	25	4	0.12	12	2	1.75	24
B-C		25	2.7	0.12	8.1	5.35	1.75	43.335	14.175
C-D		25	2.7	0.12	8.1	8.05	1.75	65.205	14.175
D-E		25	2.7	0.12	8.1	10.75	1.75	87.075	14.175
E-F		25	2.7	0.12	8.1	13.45	1.75	108.945	14.175
F-G		25	2.7	0.12	8.1	16.15	1.75	130.815	14.175
G-H		25	2.7	0.12	8.1	18.85	1.75	152.685	14.175
H-I		25	4	0.12	12	22.2	1.75	266.4	21
3**		A-B	25	1.2	0.12	3.6	0.6	5.25	2.16
	B-C	25	2.5	0.12	7.5	2.45	5.25	18.375	39.375
	C-D	25	2.7	0.12	8.1	5.05	5.25	40.905	42.525
	D-E	25	4.2	0.12	12.6	8.5	5.25	44.625	66.15
	E-F	25	2.7	0.12	8.1	11.95	5.25	96.795	42.525
	F-G	25	4.2	0.12	12.6	15.4	5.25	194.04	66.15
	G-H	25	2.7	0.12	8.1	18.85	5.25	152.685	42.525
	H-I	25	2.5	0.12	7.5	21.45	5.25	160.875	39.375
	I-G	25	1.2	0.12	3.6	23.3	5.25	83.88	18.9
4**	A-B	25	2.5	0.12	7.5	1.25	8.75	9.375	65.625
	B-C	25	2.7	0.12	8.1	3.85	8.75	31.185	70.875
	C-D	25	4.2	0.12	12.6	7.3	8.75	91.98	110.25
	D-E	25	2.7	0.12	8.1	10.75	8.75	87.075	70.875
	E-F	25	4.2	0.12	12.6	14.2	8.75	178.92	110.25
	F-G	25	2.7	0.12	8.1	17.65	8.75	142.965	70.875
	G-H	25	2.5	0.12	7.5	20.25	8.75	151.875	65.625

					281.4			2269.38	996.975
--	--	--	--	--	-------	--	--	---------	---------

$$X_m = \frac{2269.38}{281.4} = 8.06$$

$$Y_m = \frac{996.975}{281.4} = 3.54$$

- 3) Centre de masse de planchers :
 Centre de masse des planchers du s/sol , RDC , 1^{er} étage :

éléments	Si(m ²)	Gi	Mi (t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
1	14	5.3	74.2	2	1.75	129.85	129.85
2	9.45	5.3	50.085	5.35	1.75	267.95475	87.64875
3	9.45	5.3	50.085	8.05	1.75	403.18425	87.64875
4	9.45	5.3	50.085	10.75	1.75	538.41375	87.64875
5	9.45	5.3	50.085	13.45	1.75	673.64325	87.64875
6	9.45	5.3	50.085	16.15	1.75	808.87275	87.64875
7	9.45	5.3	50.085	18.85	1.75	944.10225	87.64875
8	14	5.3	74.2	22.2	1.75	1647.24	129.85
9	14	5.3	74.2	2	5.25	148.4	389.55
10	9.45	5.3	50.085	5.35	5.25	267.95475	262.94625
11	9.45	5.3	50.085	8.05	5.25	403.18425	262.94625
12	9.45	5.3	50.085	16.15	5.25	808.87275	262.94625
13	9.45	5.3	50.085	18.85	5.25	944.10225	262.94625
14	14	5.3	74.2	22.2	5.25	1647.24	389.55
15	8.775	5.3	46.5075	1.25	8.75	58.134375	406.940625
16	9.45	5.3	50.085	3.85	8.75	192.82725	438.24375
17	14.7	5.3	77.91	7.3	8.75	568.743	681.7125
18	14.7	5.3	77.91	14.2	8.75	1106.322	681.7125
19	9.45	5.3	50.085	17.65	8.75	884.00025	438.24375
20	8.775	5.3	46.5075	20.25	8.75	941.776875	406.940625
			1146.655			13116.864	5670.27125

$$X_m = \frac{13116.864}{1146.655} = 11.44$$

$$Y_m = \frac{5670.27125}{1146.655} = 4.94$$

Centre de masse des terrasses :

Si(m ²)	Gi	Mi (t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
14	6.34	88.76	2	1.75	155.33	155.33
9.45	6.34	59.913	5.35	1.75	320.53455	104.84775
9.45	6.34	59.913	8.05	1.75	482.29965	104.84775
9.45	6.34	59.913	10.75	1.75	644.06475	104.84775
9.45	6.34	59.913	13.45	1.75	805.82985	104.84775
9.45	6.34	59.913	16.15	1.75	967.59495	104.84775
9.45	6.34	59.913	18.85	1.75	1129.36005	104.84775
14	6.34	88.76	22.2	1.75	1970.472	155.33
14	6.34	88.76	2	5.25	177.52	465.99
9.45	6.34	59.913	5.35	5.25	320.53455	314.54325
9.45	6.34	59.913	8.05	5.25	482.29965	314.54325
9.45	6.34	59.913	16.15	5.25	967.59495	314.54325
9.45	6.34	59.913	18.85	5.25	1129.36005	314.54325
14	6.34	88.76	22.2	5.25	1970.472	465.99
8.775	6.34	55.6335	1.25	8.75	69.541875	486.793125
9.45	6.34	59.913	3.85	8.75	230.66505	524.23875
14.7	6.34	93.198	7.3	8.75	680.3454	815.4825
14.7	6.34	93.198	14.2	8.75	1323.4116	815.4825
9.45	6.34	59.913	17.65	8.75	1057.46445	524.23875
8.775	6.34	55.6335	20.25	8.75	1126.57838	486.793125
		1371.659			16011.2738	6782.92825

$$X_m = \frac{16011.2738}{1371.659} = 11.44$$

$$Y_m = \frac{6782.92825}{1371.659} = 4.94$$

4) Centre de masse de poteaux :

Centre de masse des poteaux du s/sol, RDC, 1^{er} et 2eme étage :

port	poteau	Si(m ²)	Mi (t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
1**	A	0.2025	15.49	0	0	0	0
	B	0.2025	15.49	3.85	0	59.6365	0
	C	0.2025	15.49	6.4	0	99.136	0
	D	0.2025	15.49	8.95	0	138.6355	0
	E	0.2025	15.49	11.5	0	178.135	0
	F	0.2025	15.49	14.05	0	217.6345	0
	G	0.2025	15.49	16.6	0	257.134	0
	H	0.2025	15.49	19.15	0	296.6335	0
	I	0.2025	15.49	23	0	356.27	0
2**	A	0.2025	15.49	0	3.45	0	53.4405
	B	0.2025	15.49	3.85	3.45	59.6365	53.4405
	C	0.2025	15.49	6.4	3.45	99.136	53.4405
	D	0.2025	15.49	8.95	3.45	138.6355	53.4405
	E	0.2025	15.49	11.5	3.45	178.135	53.4405
	F	0.2025	15.49	14.05	3.45	217.6345	53.4405
	G	0.2025	15.49	16.6	3.45	257.134	53.4405
	H	0.2025	15.49	19.15	3.45	296.6335	53.4405
	I	0.2025	15.49	23	3.45	356.27	53.4405
3**	A	0.2025	15.49	0	6.9	0	106.881
	B	0.2025	15.49	1.05	6.9	16.2645	106.881
	C	0.2025	15.49	3.4	6.9	52.666	106.881
	D	0.2025	15.49	5.95	6.9	92.1655	106.881
	E	0.2025	15.49	10	6.9	154.9	106.881
	F	0.2025	15.49	12.55	6.9	194.3995	106.881
	G	0.2025	15.49	16.6	6.9	257.134	106.881
	H	0.2025	15.49	19.15	6.9	296.6335	106.881
	I	0.2025	15.49	21.5	6.9	333.035	106.881
4**	G	0.2025	15.49	22.55	6.9	349.2995	106.881
	A	0.2025	15.49	0	10.35	0	160.3215
	B	0.2025	15.49	2.35	10.35	36.4015	160.3215
	C	0.2025	15.49	4.9	10.35	75.901	160.3215
	D	0.2025	15.49	8.95	10.35	138.6355	160.3215
	E	0.2025	15.49	11.5	10.35	178.135	160.3215
	F	0.2025	15.49	15.55	10.35	240.8695	160.3215
	G	0.2025	15.49	18.1	10.35	280.369	160.3215
	H	0.2025	15.49	20.45	10.35	316.7705	160.3215
			557.64			5632.9385	2832.3465

$$X_m = \frac{5632.9385}{557.64} = 10.10$$

$$Y_m = \frac{2832.3465}{557.64} = 5.08$$

Centre de masse des poteaux du 3eme et 4et 5 et 6eme étage :

port	poteau	Si(m ²)	Mi (t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
1**	A	0.16	12.24	0	0	0	0
	B	0.16	12.24	3.9	0	47.736	0
	C	0.16	12.24	6.5	0	79.56	0
	D	0.16	12.24	9.1	0	111.384	0
	E	0.16	12.24	11.7	0	143.208	0
	F	0.16	12.24	14.3	0	175.032	0
	G	0.16	12.24	16.9	0	206.856	0
	H	0.16	12.24	19.5	0	238.68	0
	I	0.16	12.24	23.4	0	286.416	0
2**	A	0.16	12.24	0	3.5	0	42.84
	B	0.16	12.24	3.9	3.5	47.736	42.84
	C	0.16	12.24	6.5	3.5	79.56	42.84
	D	0.16	12.24	9.1	3.5	111.384	42.84
	E	0.16	12.24	11.7	3.5	143.208	42.84
	F	0.16	12.24	14.3	3.5	175.032	42.84
	G	0.16	12.24	16.9	3.5	206.856	42.84
	H	0.16	12.24	19.5	3.5	238.68	42.84
	I	0.16	12.24	23.4	3.5	286.416	42.84
3**	A	0.16	12.24	0	7	0	85.68
	B	0.16	12.24	1.1	7	13.464	85.68
	C	0.16	12.24	3.5	7	42.84	85.68
	D	0.16	12.24	6.1	7	74.664	85.68
	E	0.16	12.24	10.2	7	124.848	85.68
	F	0.16	12.24	12.8	7	156.672	85.68
	G	0.16	12.24	16.9	7	206.856	85.68
	H	0.16	12.24	19.5	7	238.68	85.68
	I	0.16	12.24	21.9	7	268.056	85.68
4**	A	0.16	12.24	0	10.5	0	128.52
	B	0.16	12.24	2.4	10.5	29.376	128.52
	C	0.16	12.24	5	10.5	61.2	128.52
	D	0.16	12.24	9.1	10.5	111.384	128.52
	E	0.16	12.24	11.7	10.5	143.208	128.52
	F	0.16	12.24	15.8	10.5	193.392	128.52

	G	0.16	12.24	18.4	10.5	225.216	128.52
	H	0.16	12.24	20.8	10.5	254.592	128.52
			440.64			4860.504	2270.52

$$X_m = \frac{4860.504}{440.64} = 11.03$$

$$Y_m = \frac{2270.52}{440.64} = 5.15$$

Centre de masse des poteaux du 7eme et 8et 9et 10eme étage :

port	poteau	Si(m ²)	Mi (t)	Xi	Yi	Mi.Xi	Mi.Yi
1**	A	0.1225	9.37	0	0	0	0
	B	0.1225	9.37	3.95	0	37.0115	0
	C	0.1225	9.37	6.6	0	61.842	0
	D	0.1225	9.37	9.25	0	86.6725	0
	E	0.1225	9.37	11.9	0	111.503	0
	F	0.1225	9.37	14.55	0	136.3335	0
	G	0.1225	9.37	17.2	0	161.164	0
	H	0.1225	9.37	19.85	0	185.9945	0
	I	0.1225	9.37	23.8	0	223.006	0
2**	A	0.1225	9.37	0	3.55	0	33.2635
	B	0.1225	9.37	3.95	3.55	37.0115	33.2635
	C	0.1225	9.37	6.6	3.55	61.842	33.2635
	D	0.1225	9.37	9.25	3.55	86.6725	33.2635
	E	0.1225	9.37	11.9	3.55	111.503	33.2635
	F	0.1225	9.37	14.55	3.55	136.3335	33.2635
	G	0.1225	9.37	17.2	3.55	161.164	33.2635
	H	0.1225	9.37	19.85	3.55	185.9945	33.2635
	I	0.1225	9.37	23.8	3.55	223.006	33.2635
3**	A	0.1225	9.37	0	7.1	0	66.527
	B	0.1225	9.37	1.15	7.1	10.7755	66.527
	C	0.1225	9.37	3.6	7.1	33.732	66.527
	D	0.1225	9.37	6.25	7.1	58.5625	66.527
	E	0.1225	9.37	10.4	7.1	97.448	66.527
	F	0.1225	9.37	13.05	7.1	122.2785	66.527
	G	0.1225	9.37	17.2	7.1	161.164	66.527
	H	0.1225	9.37	19.85	7.1	185.9945	66.527
	I	0.1225	9.37	22.3	7.1	208.951	66.527
4**	G	0.1225	9.37	23.45	7.1	219.7265	66.527
	A	0.1225	9.37	0	10.65	0	99.7905
	B	0.1225	9.37	2.45	10.65	22.9565	99.7905
	C	0.1225	9.37	5.1	10.65	47.787	99.7905
	D	0.1225	9.37	9.25	10.65	86.6725	99.7905
	E	0.1225	9.37	11.9	10.65	111.503	99.7905

	F	0.1225	9.37	16.05	10.65	150.3885	99.7905
	G	0.1225	9.37	18.7	10.65	175.219	99.7905
	H	0.1225	9.37	21.15	10.65	198.1755	99.7905
			337.32			3898.3885	1762.9655

$$X_m = \frac{3898.3885}{337.32} = 11.55$$

$$Y_m = \frac{1762.9655}{337.32} = 5.22$$

5) Centre de masse des voiles :
s/sol :

voile	Li	e	h	Mi	Xi	Yi	MiXi	MiYi
VL1	1.6	0.2	3	24	0.88	0.05	21.12	1.2
VL2	0.8	0.2	3	12	9.95	0.05	119.4	0.6
VL3	0.8	0.2	3	12	18.75	0.05	225	0.6
VL4	1.6	0.2	3	24	25.8	0.05	619.2	1.2
VL5	1.6	0.2	3	24	0.95	5.4	22.8	129.6
VL6	1.6	0.2	3	24	25.8	5.4	619.2	129.6
VL7	1.8	0.2	3	27	8.25	11.95	222.75	322.65
VL8	1.8	0.2	3	27	15.85	11.95	427.95	322.65
VL9	1.4	0.2	3	21	12.8	5.55	268.8	116.55
VL10	1.6	0.2	3	24	8.25	4.15	198	99.6
VL11	1.6	0.2	3	24	18.5	4.15	444	99.6
VL12	1.6	0.2	3	24	15.75	8.05	378	193.2
VL13	1.6	0.2	3	24	8	8.05	192	193.2
VT1	2	0.2	3	30	4.4	4.4	132	132
VT2	2	0.2	3	30	22.25	4.4	667.5	132
VT3	3	0.2	3	45	22.25	10.5	1001.25	472.5
VT4	3	0.2	3	45	4.4	10.5	198	472.5
VT5	2	0.2	3	30	12	6.1	360	183
VT6	2	0.2	3	30	11.9	6.1	357	183
VT7	1.3	0.2	3	19.5	0.05	5.7	0.975	111.15
VT8	1.3	0.2	3	19.5	26.55	5.7	517.725	111.15
				540			6992.67	3407.55

$$X_m = \frac{6992.67}{540} = 12.94$$

$$Y_m = \frac{3407.55}{540} = 6.31$$

RDC :

voile	Li	e	h	Mi	Xi	Yi	MiXi	MiYi
VL1	1.6	0.2	4.59	36.72	0.88	0.05	32.3136	1.836
VL2	0.8	0.2	4.59	18.36	9.95	0.05	182.682	0.918
VL3	0.8	0.2	4.59	18.36	18.75	0.05	344.25	0.918
VL4	1.6	0.2	4.59	36.72	25.8	0.05	947.376	1.836
VL5	1.6	0.2	4.59	36.72	0.95	5.4	34.884	198.288
VL6	1.6	0.2	4.59	36.72	25.8	5.4	947.376	198.288
VL7	1.8	0.2	4.59	41.31	8.25	11.95	340.8075	493.6545
VL8	1.8	0.2	4.59	41.31	15.85	11.95	654.7635	493.6545
VL9	1.4	0.2	4.59	32.13	12.8	5.55	411.264	178.3215
VL10	1.6	0.2	4.59	36.72	8.25	4.15	302.94	152.388
VL11	1.6	0.2	4.59	36.72	18.5	4.15	679.32	152.388
VL12	1.6	0.2	4.59	36.72	15.75	8.05	578.34	295.596
VL13	1.6	0.2	4.59	36.72	8	8.05	293.76	295.596
VT1	2	0.2	4.59	45.9	4.4	4.4	201.96	201.96
VT2	2	0.2	4.59	45.9	22.25	4.4	1021.275	201.96
VT3	3	0.2	4.59	68.85	22.25	10.5	1531.9125	722.925
VT4	3	0.2	4.59	68.85	4.4	10.5	302.94	722.925
VT5	2	0.2	4.59	45.9	12	6.1	550.8	279.99
VT6	2	0.2	4.59	45.9	11.9	6.1	546.21	279.99
VT7	1.3	0.2	4.59	29.835	0.05	5.7	1.49175	170.0595
VT8	1.3	0.2	4.59	29.835	26.55	5.7	792.11925	170.0595
				826.2			10698.7851	5213.5515

$$X_m = \frac{10698.7851}{826.2} = 12.94$$

$$Y_m = \frac{5213.5515}{826.2} = 6.31$$

Etage courant :

voile	Li	e	h	Mi	Xi	Yi	MiXi	MiYi
VL1	1.6	0.2	3.06	24.48	0.88	0.05	21.5424	1.224
VL2	0.8	0.2	3.06	12.24	9.95	0.05	121.788	0.612
VL3	0.8	0.2	3.06	12.24	18.75	0.05	229.5	0.612
VL4	1.6	0.2	3.06	24.48	25.8	0.05	631.584	1.224
VL5	1.6	0.2	3.06	24.48	0.95	5.4	23.256	132.192
VL6	1.6	0.2	3.06	24.48	25.8	5.4	631.584	132.192
VL7	1.8	0.2	3.06	27.54	8.25	11.95	227.205	329.103
VL8	1.8	0.2	3.06	27.54	15.85	11.95	436.509	329.103
VL9	1.4	0.2	3.06	21.42	12.8	5.55	274.176	118.881
VL10	1.6	0.2	3.06	24.48	8.25	4.15	201.96	101.592
VL11	1.6	0.2	3.06	24.48	18.5	4.15	452.88	101.592
VL12	1.6	0.2	3.06	24.48	15.75	8.05	385.56	197.064
VL13	1.6	0.2	3.06	24.48	8	8.05	195.84	197.064
VT1	2	0.2	3.06	30.6	4.4	4.4	134.64	134.64
VT2	2	0.2	3.06	30.6	22.25	4.4	680.85	134.64
VT3	3	0.2	3.06	45.9	22.25	10.5	1021.275	481.95
VT4	3	0.2	3.06	45.9	4.4	10.5	201.96	481.95
VT5	2	0.2	3.06	30.6	12	6.1	367.2	186.66
VT6	2	0.2	3.06	30.6	11.9	6.1	364.14	186.66
VT7	1.3	0.2	3.06	19.89	0.05	5.7	0.9945	113.373
VT8	1.3	0.2	3.06	19.89	26.55	5.7	528.0795	113.373
				550.8			7132.5234	3475.701

$$Y_m = \frac{5213.5515}{826.2} = 6.31$$

$$X_m = \frac{10698.7851}{826.2} = 12.94$$

*RECAPILATIF :

1- coordonnées du centre de masse niveau s/sol

élément	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi(kNm)	Mi Yi(KNm)
poteaux	557.64	10.10	5.08	5632.9385	2832.3465
Poutres Principales	281.4	8.06	3.54	2269.38	996.975
Poutres Secondaire	383.025			2709.35438	1212.4875
voiles	540	12.94	6.31	6992.67	3407.55
planchers	1146.655	11.44	4.94	13116.864	5670.27125
	2908.72			30721.20688	14119.63025

2- coordonnées du centre de masse niveau RDC :

élément	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi(kNm)	Mi Yi(KNm)
poteaux	557.64	10.10	5.08	5632.9385	2832.3465
Poutre Principal	281.4	8.06	3.54	2269.38	996.975
Poutres Secondaire	383.025	6.96	3.11	2709.35438	1212.4875
voiles	826.2	12.94	6.31	10698.785	5213.5515
planchers	1146.655	11.44	4.94	13116.864	5670.27125
	3194.92			34427.32188	15925.63175

3- coordonnées du centre de masse niveau étage courant :

élément	Mi(KN)	Xi(m)	Yi(m)	Mi Xi(kNm)	Mi Yi(KNm)
poteaux	337.32	11.55	5.22	3898.3885	1762.9655
Poutres Principales	281.4	8.06	3.54	2269.38	996.975
Poutres Secondaire	383.025	6.96	3.11	2709.35438	1212.4875
voiles	550.8	12.94	6.31	7132.5234	3475.701
planchers	1371.659	11.44	4.94	16011.2738	6782.92825
	2924.204			32020.92008	14231.05725

Etude du contreventement

Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement. La fonction de contreventement consiste à parer la structure contre les sollicitations horizontales ; vent et séisme. Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux poutres » formant des portiques d'étage.
- Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison de portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face au séisme.

Sous l'action des forces horizontales, un refend et un portique présentent des déformés fondamentalement différentes, la déformation du refend étant régie par la flexion d'ensemble (dans le cas des refend à faible élancement, la déformation est due à l'effort tranchant), et celle du portique par la flexion des barres (due à l'effort tranchant de l'ensemble), la liaison entre le portique et le refend a pour résultat de créer une structure mixte.

Le comportement de ce genre de structure devient très complexe s'il on fait intervenir l'interaction refend portique. Le but de ce chapitre est justement de déterminer la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques. Pour cela on va comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une **inertie fictive**.

IV.2. Calcul des inerties des refends:

IV.2.1. Inerties des refends pleins :

- **Les refends longitudinaux**

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_x = \frac{Le^3}{12} \ll I_y \Rightarrow \text{soit } I_x = 0$$

- **Les refends transversaux**

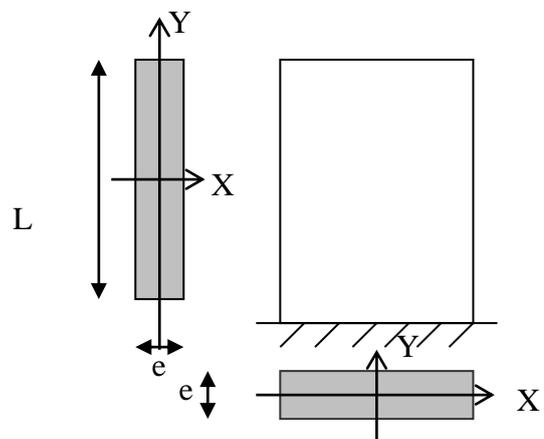
$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{soit } I_y = 0$$

avec :

$e = 20\text{cm}$: épaisseur du voile.

L: longueur du voile dans le sens considéré



Sens longitudinal :sens xx

Voile	L(m)	e(m)	Ix(m ⁴)
VL1	1.6	0.2	0.06826667
VL2	0.8	0.2	0.00853333
VL3	0.8	0.2	0.00853333
VL4	1.6	0.2	0.06826667
VL7	1.8	0.2	0.0972
VL8	1.8	0.2	0.0972
VL9	1.4	0.2	0.04573333
V10	1.6	0.2	0.06826667
V11	1.6	0.2	0.06826667
V12	1.6	0.2	0.06826667
V13	1.6	0.2	0.06826667
			0.59853334

Sens transversal : sens yy

Voile	L(m)	e(m)	Iy(m ⁴)
VT1	2.45	0.2	0.24510208
VT2	2.45	0.2	0.24510208
VT3	3.5	0.2	0.71458333
VT4	3.5	0.2	0.71458333
VT5	2.45	0.2	0.24510208
VT6	2.45	0.2	0.24510208
VT7	1.3	0.2	0.03661667
VT8	1.3	0.2	0.03661667
			1.52312292

II) Etude des portiques:

❖ Hypothèses de calcul :

Les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher ;

Les diagrammes de répartition des charges doivent être triangulaire pour le séisme ;

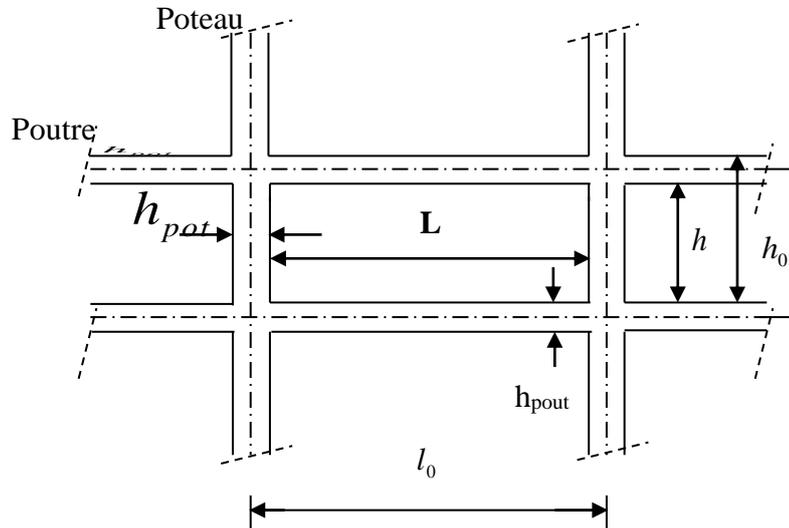
La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux ;

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

❖ Etapes de calcul :

II-1)- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Détermination des longueurs de calcul des poteaux et poutres :



Avec :

h : Hauteur entre nus des poutres égale à $h_0 - h_{\text{poutre}}$

l : Longueur entre nus des poteaux égale à $l_0 - h_{\text{pot}}$.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

l_0 : Longueur entre axe des poteaux

$$l_c = l + \frac{1}{2} h_{\text{pout}} \leq l_0$$

$$h_c = h + \frac{1}{2} h_{\text{pot}} \leq h_0$$

l_c : Longueur de calcul de la poutre ;

h_c : Hauteur de calcul de poteau.

❖ Rigidités linéaires des poteaux et poutres:

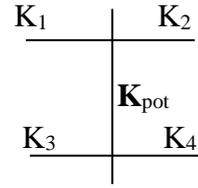
➤ Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$ I_{pot} : le moment d'inertie du poteau.

➤ Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{\text{pout}} = \frac{I_{\text{pout}}}{l_c}$ I_{pout} : le moment d'inertie de la poutre.

❖ calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

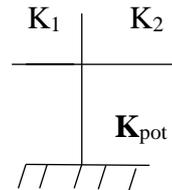
➤ Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{2K_{pot}}$$



➤ Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres superieures})}{K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{K_{pot}}$$



❖ Calcul des coefficients correcteurs a_j^i du poteau «i» au niveau «j» :

➤ Cas d'étage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

➤ Cas du RDC : $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (poteau encasté)

$a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$ (poteau articulé)

❖ calcul de rigidité corrigée du poteau «i» au niveau «j» :

$$r_j^i = \frac{12E}{h_c^3} a_j^i K_j^i \quad E : \text{module de déformation instantanée du béton}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

❖ calcul de la rigidité d'un portique au niveau «j» :

$$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)} \text{ pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)} \text{ pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Rigidité linière de poutre longitudinal (poutre principales) :

Niveau	travées	L(cm)	H(cm)	Lc	Ip _{tr} (cm ⁴)	Kp _{tr} (cm ³)
S/SOL- RDC-1-2	A-B	385	40	405	160000	395.06173
	B-C	255	40	275	160000	581.81818
	C-D	255	40	275	160000	581.81818
	D-E	255	40	275	160000	581.81818
	E-F	255	40	275	160000	581.81818
	F-G	255	40	275	160000	581.81818
	G-H	255	40	275	160000	581.81818
	H-I	385	40	405	160000	395.06173
3-4-5-6	A-B	390	40	410	160000	390.2439
	B-C	260	40	280	160000	571.42857
	C-D	260	40	280	160000	571.42857
	D-E	260	40	280	160000	571.42857
	E-F	260	40	280	160000	571.42857
	F-G	260	40	280	160000	571.42857
	G-H	260	40	280	160000	571.42857
	H-I	390	40	410	160000	390.2439
7-8-9-10	A-B	395	40	415	160000	385.54217
	B-C	265	40	285	160000	561.40351
	C-D	265	40	285	160000	561.40351
	D-E	265	40	285	160000	561.40351
	E-F	265	40	285	160000	561.40351
	F-G	265	40	285	160000	561.40351
	G-H	265	40	285	160000	561.40351
	H-I	395	40	415	160000	385.54217

Rigidité linière des poutres transversales (poutre secondaires)

Niveau	travées	L(cm)	h(cm)	LC(cm)	Ip _{ptr} (cm ⁴)	Kp _{ptr} (cm ³)
S/SOL- RDC-1-2	A-B	345	35	362.5	107187.5	295.689655
	B-C	345	35	362.5	107187.5	295.689655
	C-D	345	35	362.5	107187.5	295.689655
3-4-5-6	A-B	350	35	367.5	107187.5	291.666667
	B-C	350	35	367.5	107187.5	291.666667
	C-D	350	35	367.5	107187.5	291.666667
7-8-9-10	A-B	355	35	372.5	107187.5	287.751678
	B-C	355	35	372.5	107187.5	287.751678
	C-D	355	35	372.5	107187.5	287.751678

Rigidité linière des poteaux :

Dans le sens xx :

travées	h(cm)	Epot(cm)	hc(cm)	Ipot(cm4)	Kpot(cm4)
A	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
B	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
C	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
D	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
E	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
F	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
G	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
I	266	45	288.5	341718.75	1184.46707
A	266	40	286	213333.33	745.920734
B	266	40	286	213333.33	745.920734
C	266	40	286	213333.33	745.920734
D	266	40	286	213333.33	745.920734
E	266	40	286	213333.33	745.920734
F	266	40	286	213333.33	745.920734
G	266	40	286	213333.33	745.920734
I	266	40	286	213333.33	745.920734
A	266	35	283.5	125052.08	441.100811
B	266	35	283.5	125052.08	441.100811
C	266	35	283.5	125052.08	441.100811
D	266	35	283.5	125052.08	441.100811
E	266	35	283.5	125052.08	441.100811
F	266	35	283.5	125052.08	441.100811
G	266	35	283.5	125052.08	441.100811
H	266	35	283.5	125052.08	441.100811
I	266	35	283.5	125052.08	441.100811
A	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
B	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
C	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
D	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
E	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
F	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
G	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
H	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
I	260	45	282.5	341718.75	1209.62389
A	419	45	441.5	341718.75	773.994904
B	419	45	441.5	341718.75	773.994904
C	419	45	441.5	341718.75	773.994904
D	419	45	441.5	341718.75	773.994904

E	419	45	441.5	341718.75	773.994904
F	419	45	441.5	341718.75	773.994904
G	419	45	441.5	341718.75	773.994904
H	419	45	441.5	341718.75	773.994904
I	419	45	441.5	341718.75	773.994904

Rigidité linière des poteaux :

Dans le sens xx :

Niveau	travées	h(cm)	Epot(cm)	hc(cm)	Ipot(cm4)	Kpot(cm4)
1et2	A	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	B	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	C	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
	D	271	45	293.5	341718.75	1164.28876
3-4-5-6	A	271	40	291	213333.33	733.104227
	B	271	40	291	213333.33	733.104227
	C	271	40	291	213333.33	733.104227
	D	271	40	291	213333.33	733.104227
7-8-9-10	A	271	35	288.5	125052.08	433.456083
	B	271	35	288.5	125052.08	433.456083
	C	271	35	288.5	125052.08	433.456083
	D	271	35	288.5	125052.08	433.456083
S*SOL	A	265	45	287.5	341718.75	1188.58696
	B	265	45	287.5	341718.75	1188.58696
	C	265	45	287.5	341718.75	1188.58696
	D	265	45	287.5	341718.75	1188.58696
RDC	A	424	45	446.5	341718.75	765.327548
	B	424	45	446.5	341718.75	765.327548
	C	424	45	446.5	341718.75	765.327548
	D	424	45	446.5	341718.75	765.327548

Rejidite liniere des poteaus dans le sens yy :

Niveau	poteaux	h(cm)	Ipot	K pot	Kptr	K	aj	jjx	Rjx
S/SOL	A	424	341718.75	1188.587	295.6896	0.214	0.32249322	21.0821183	
	B	424	341718.75	1188.587	295.6896	0.48	0.39516129	25.8325956	
	C	424	341718.75	1188.587	295.6896	0.48	0.39516129	25.8325956	
	D	424	341718.75	1188.587		0.24	0.33035714	21.5962006	94.3435101
RDC	A	265	341718.75	765.3275	295.6896	0.38	0.3697479	5.94254294	
	B	265	341718.75	765.3275	295.6896	0.772	0.45887446	7.37497409	
	C	265	341718.75	765.3275	295.6896	0.772	0.45887446	7.37497409	
	D	265	341718.75	765.3275		0.38	0.3697479	5.94254294	26.6350341
1et 2	A	271	341718.75	1164.2887	295.6896	0.25	0.11	6.65973136	
	B	271	341718.75	1164.2887	295.6896	0.5	0.2	12.1086025	
	C	271	341718.75	1164.2887	295.6896	0.5	0.2	12.1086025	
	D	271	341718.75	1164.2887		0.25	0.11	6.65973136	37.5366677
3-4-5-6	A	271	213333.33	733.1042	291.66	0.39	0.16317992	6.22064986	
	B	271	213333.33	733.1042	291.66	0.79	0.28315412	10.7942368	
	C	271	213333.33	733.1042	291.66	0.79	0.28315412	10.7942368	
	D	271	213333.33	733.1042		0.39	0.16317992	6.22064986	34.0297732
7-8-9-10	A	271	125052.08	433.45608	287.7516	0.66	0.2481203	5.59256115	
	B	271	125052.08	433.45608	287.7516	1.33	0.3993994	9.0023491	
	C	271	125052.08	433.45608	287.7516	1.33	0.3993994	9.0023491	
	D	271	125052.08	433.45608		0.66	0.2481203	5.59256115	29.1898205

Regidite liniere des portique longitudinaux :

Niveau	poteaux	h(cm)	Ipot	K pot	Kptr	K	aj	jjx	Rjx
1et 2	A	266	341718.75	1184.46	395.0617284	0.41	0.17012448	11.0828104	
	B	266	341718.75	1184.46	581.8181818	0.82	0.29078014	18.9429596	
	C	266	341718.75	1184.46	581.8181818	0.98	0.32885906	21.4236221	
	D	266	341718.75	1184.46	581.8181818	0.98	0.32885906	21.4236221	
	E	266	341718.75	1184.46	581.8181818	0.98	0.32885906	21.4236221	
	F	266	341718.75	1184.46	581.8181818	0.98	0.32885906	21.4236221	
	G	266	341718.75	1184.46	581.8181818	0.98	0.32885906	21.4236221	
	H	266	341718.75	1184.46	395.0617284	0.82	0.29078014	18.9429596	
	I	266	341718.75	1184.46		0.33	0.1416309	9.22658755	165.313428
3-4-5-6	A	266	213333.33	745.92	390.2439024	0.64	0.24242424	9.9456	
	B	266	213333.33	745.92	571.4285714	1.29	0.39209726	16.0860255	
	C	266	213333.33	745.92	571.4285714	1.53	0.43342776	17.781634	
	D	266	213333.33	745.92	571.4285714	1.53	0.43342776	17.781634	
	E	266	213333.33	745.92	571.4285714	1.53	0.43342776	17.781634	
	F	266	213333.33	745.92	571.4285714	1.53	0.43342776	17.781634	
	G	266	213333.33	745.92	571.4285714	1.53	0.43342776	17.781634	
	H	266	213333.33	745.92	390.2439024	1.29	0.39209726	16.0860255	
	I	266	213333.33	745.92		0.52	0.20634921	8.4656	139.491421
7-8-9-10	A	266	125052.08	441.1	385.5421687	1.073	0.34917019	8.47104344	
	B	266	125052.08	441.1	561.4035088	2.544	0.55985915	13.582463	
	C	266	125052.08	441.1	561.4035088	2.544	0.55985915	13.582463	
	D	266	125052.08	441.1	561.4035088	2.544	0.55985915	13.582463	
	E	266	125052.08	441.1	561.4035088	2.544	0.55985915	13.582463	
	F	266	125052.08	441.1	561.4035088	2.544	0.55985915	13.582463	
	G	266	125052.08	441.1	561.4035088	2.544	0.55985915	13.582463	
	H	266	125052.08	441.1	385.5421687	2.14	0.51690821	12.5404517	
	I	266	125052.08	441.1		0.87	0.30313589	7.35422822	109.860502
S/SOL	A	260	341718.75	1209.62	395.0617284	0.4	0.375	25.9009883	
	B	260	341718.75	1209.62	581.8181818	0.8	0.46428571	32.0678902	
	C	260	341718.75	1209.62	581.8181818	0.96	0.49324324	34.0679665	
	D	260	341718.75	1209.62	581.8181818	0.96	0.49324324	34.0679665	
	E	260	341718.75	1209.62	581.8181818	0.96	0.49324324	34.0679665	
	F	260	341718.75	1209.62	581.8181818	0.96	0.49324324	34.0679665	
	G	260	341718.75	1209.62	581.8181818	0.96	0.49324324	34.0679665	
	H	260	341718.75	1209.62	395.0617284	0.8	0.46428571	32.0678902	

	I	260	341718.75	1209.62		0.32	0.35344828	24.4124257	284.789027
RDCC	A	419	341718.75	773.99	395.0617284	0.63	0.42965779	7.3161184	
	B	419	341718.75	773.99	581.8181818	1.26	0.5398773	9.1929119	
	C	419	341718.75	773.99	581.8181818	1.5	0.57142857	9.1929119	
	D	419	341718.75	773.99	581.8181818	1.5	0.57142857	9.73016	
	E	419	341718.75	773.99	581.8181818	1.5	0.57142857	9.73016	
	F	419	341718.75	773.99	581.8181818	1.5	0.57142857	9.73016	
	G	419	341718.75	773.99	581.8181818	1.5	0.57142857	9.73016	
	H	419	341718.75	773.99	395.0617284	1.26	0.5398773	9.1929119	
	I	419	341718.75	773.99		0.51	0.40239044	6.85181586	80.66731

Rejidite liniere des portiques dans le sens yy :

Niveau	poteaux	h(cm)	Ipot	K pot	Kptr	K	aj	jjx	Rjx
S/SOL	A	424	341718.75	1188.587	295.6896	0.214	0.32249322	21.0821183	
	B	424	341718.75	1188.587	295.6896	0.48	0.39516129	25.8325956	
	C	424	341718.75	1188.587	295.6896	0.48	0.39516129	25.8325956	
	D	424	341718.75	1188.587		0.24	0.33035714	21.5962006	94.3435101
RD	A	265	341718.75	765.3275	295.6896	0.38	0.3697479	5.94254294	
	B	265	341718.75	765.3275	295.6896	0.772	0.45887446	7.37497409	
	C	265	341718.75	765.3275	295.6896	0.772	0.45887446	7.37497409	
	D	265	341718.75	765.3275		0.38	0.3697479	5.94254294	26.6350341
1et 2	A	271	341718.75	1164.2887	295.6896	0.25	0.11	6.65973136	
	B	271	341718.75	1164.2887	295.6896	0.5	0.2	12.1086025	
	C	271	341718.75	1164.2887	295.6896	0.5	0.2	12.1086025	
	D	271	341718.75	1164.2887		0.25	0.11	6.65973136	37.5366677
3-4-5-6	A	271	213333.33	733.1042	291.66	0.39	0.16317992	6.22064986	
	B	271	213333.33	733.1042	291.66	0.79	0.28315412	10.7942368	
	C	271	213333.33	733.1042	291.66	0.79	0.28315412	10.7942368	
	D	271	213333.33	733.1042		0.39	0.16317992	6.22064986	34.0297732
7-8-9-10	A	271	125052.08	433.45608	287.7516	0.66	0.2481203	5.59256115	
	B	271	125052.08	433.45608	287.7516	1.33	0.3993994	9.0023491	
	C	271	125052.08	433.45608	287.7516	1.33	0.3993994	9.0023491	
	D	271	125052.08	433.45608		0.66	0.2481203	5.59256115	29.1898205

Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

- calcul des rigidités des voiles longitudinaux :

$$R_{vy} = \frac{12EI_x}{h^3}$$

Avec :

h : hauteur de voile.

I_x & I_y : Inertie des voiles longitudinaux et transversaux, respectivement.

✓ **Rigidité des voiles :**

✓ **Sens transversals :**

Etage courant :

Voile	he	e(m)	$I_y(m^4)$	Rjy
VT1	3.06	0.2	0.245	3300618.96
VT2	3.06	0.2	0.245	3300618.96
VT3	3.06	0.2	0.714	9618946.69
VT4	3.06	0.2	0.714	9618946.69
VT5	3.06	0.2	0.245	3300618.96
VT6	3.06	0.2	0.245	3300618.96
VT7	3.06	0.2	0.0366	493072.057
VT8	3.06	0.2	0.0366	493072.057
				33426513.4

RDC :

Voile	he	e(m)	$I_y(m^4)$	Rjy
VT1	4.59	0.2	0.245	1044661.22
VT2	4.59	0.2	0.245	1044661.22
VT3	4.59	0.2	0.714	3044441.26
VT4	4.59	0.2	0.714	3044441.26
VT5	4.59	0.2	0.245	1044661.22
VT6	4.59	0.2	0.245	1044661.22
VT7	4.59	0.2	0.0366	156059.594
VT8	4.59	0.2	0.0366	156059.594
				10579646.6

s/sol :

Voile	he	e(m)	Iy(m ⁴)	Rjy
VT1	3	0.2	0.245	3502323.46
VT2	3	0.2	0.245	3502323.46
VT3	3	0.2	0.714	10206771.2
VT4	3	0.2	0.714	10206771.2
VT5	3	0.2	0.245	3502323.46
VT6	3	0.2	0.245	3502323.46
VT7	3	0.2	0.0366	523204.239
VT8	3	0.2	0.0366	523204.239
				35469244.7

✓ Sens transversale :

Etage courant :

Voile	h(m)	e(m)	Ix(m ⁴)	Rjx
VL1	3.06	0.2	0.06826667	11035185
VL2	3.06	0.2	0.00853333	1379397.52
VL3	3.06	0.2	0.00853333	1379397.52
VL4	3.06	0.2	0.06826667	11035185
VL7	3.06	0.2	0.0972	15712206
VL8	3.06	0.2	0.0972	15712206
VL9	3.06	0.2	0.04573333	7392710.92
V10	3.06	0.2	0.06826667	11035185
V11	3.06	0.2	0.06826667	11035185
V12	3.06	0.2	0.06826667	11035185
V13	3.06	0.2	0.06826667	11035185
			0.59853334	107787028

RDC :

Voile	h(m)	e(m)	Ix(m ⁴)	Rjx
VL1	4.59	0.2	0.06826667	3269684.44
VL2	4.59	0.2	0.00853333	408710.376
VL3	4.59	0.2	0.00853333	408710.376
VL4	4.59	0.2	0.06826667	3269684.44

VL7	4.59	0.2	0.0972	4655468.44
VL8	4.59	0.2	0.0972	4655468.44
VL9	4.59	0.2	0.04573333	2190432.86
V10	4.59	0.2	0.06826667	3269684.44
V11	4.59	0.2	0.06826667	3269684.44
V12	4.59	0.2	0.06826667	3269684.44
V13	4.59	0.2	0.06826667	3269684.44
			0.59853334	31936897.1

s/sol :

Voile	h(m)	e(m)	$I_x(m^4)$	R _{jx}
VL1	3	0.2	0.06826667	11710626.6
VL2	3	0.2	0.00853333	1463827.68
VL3	3	0.2	0.00853333	1463827.68
VL4	3	0.2	0.06826667	11710626.6
VL7	3	0.2	0.0972	16673918.7
VL8	3	0.2	0.0972	16673918.7
VL9	3	0.2	0.04573333	7845203.97
V10	3	0.2	0.06826667	11710626.6
V11	3	0.2	0.06826667	11710626.6
V12	3	0.2	0.06826667	11710626.6
V13	3	0.2	0.06826667	11710626.6
			0.59853334	114384456

III-Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Fuentes « **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé** ».

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « **1 tonne** » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à $1 m^4$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des

planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

III-1) Calcul de l'inertie :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \rightarrow D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_n : Flèche des refends au niveau « n ».

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « n ».

D_n : Déplacement du niveau « n » (somme des déplacements des portiques du niveau « n »).

a)- Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « **Moments des aires** ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à **(1 tonne)**, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante ;

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$

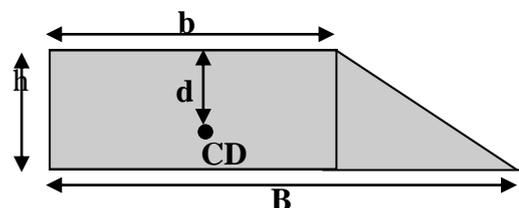
S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

✓ **Rappel :**
sur le calcul du centre de gravité et la surface d'un trapèze :

$$S_i = (B + b) \times \frac{h}{2}$$

$$d = \frac{(2 \cdot B + b)}{3 \times (B + b)} \times h$$



Valeur des fleches des renfend pour chaque niveaux

NIVEAU	h(m)	B(m)	b	Si(m)	di(m)	SiXdi	ΣSi x di=EI.fi
10	3.06	3.06	0	4.6818	2.04	9.550872	6063.12501
9	3.06	9.18	3.06	18.7272	1.785	33.428052	6053.57413
8	3.06	18.36	9.18	42.1362	1.7	71.63154	6020.14608
7	3.06	30.6	18.36	74.9088	1.658	124.19879	5948.51454
6	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.01744	5824.31575
5	3.06	64.26	45.9	168.5448	1.615	272.199852	5633.29831
4	3.06	85.68	64.26	229.4082	1.603	367.741345	5361.09846
3	3.06	110.16	85.68	299.6352	1.594	477.618509	4993.35711
2	3.06	137.7	110.16	379.2258	1.587	601.831345	4515.73861
1	3.06	168.3	137.7	468.18	1.581	740.19258	3913.90726
RDC	4.59	218.88	168.3	888.5781	2.394	2127.25597	3173.71468
S/SOL	3	239.49	218.88	687.555	1.522	1046.45871	1046.45871

$$F_{S/sol} = \frac{1046.45871}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{3173.71468}{EI}$$

$$F_1 = \frac{3913.90726}{EI}$$

$$F_2 = \frac{4515.73861}{EI}$$

$$F_3 = \frac{4993.35711}{EI}$$

$$F_4 = \frac{5361.09846}{EI}$$

$$F_5 = \frac{5633.29831}{EI}$$

$$F_6 = \frac{5824.31575}{EI}$$

$$F_7 = \frac{5948.51454}{EI}$$

$$F_8 = \frac{6020.14608}{EI}$$

$$F_9 = \frac{6053.57413}{EI}$$

$$F_{10} = \frac{6063.12501}{EI}$$

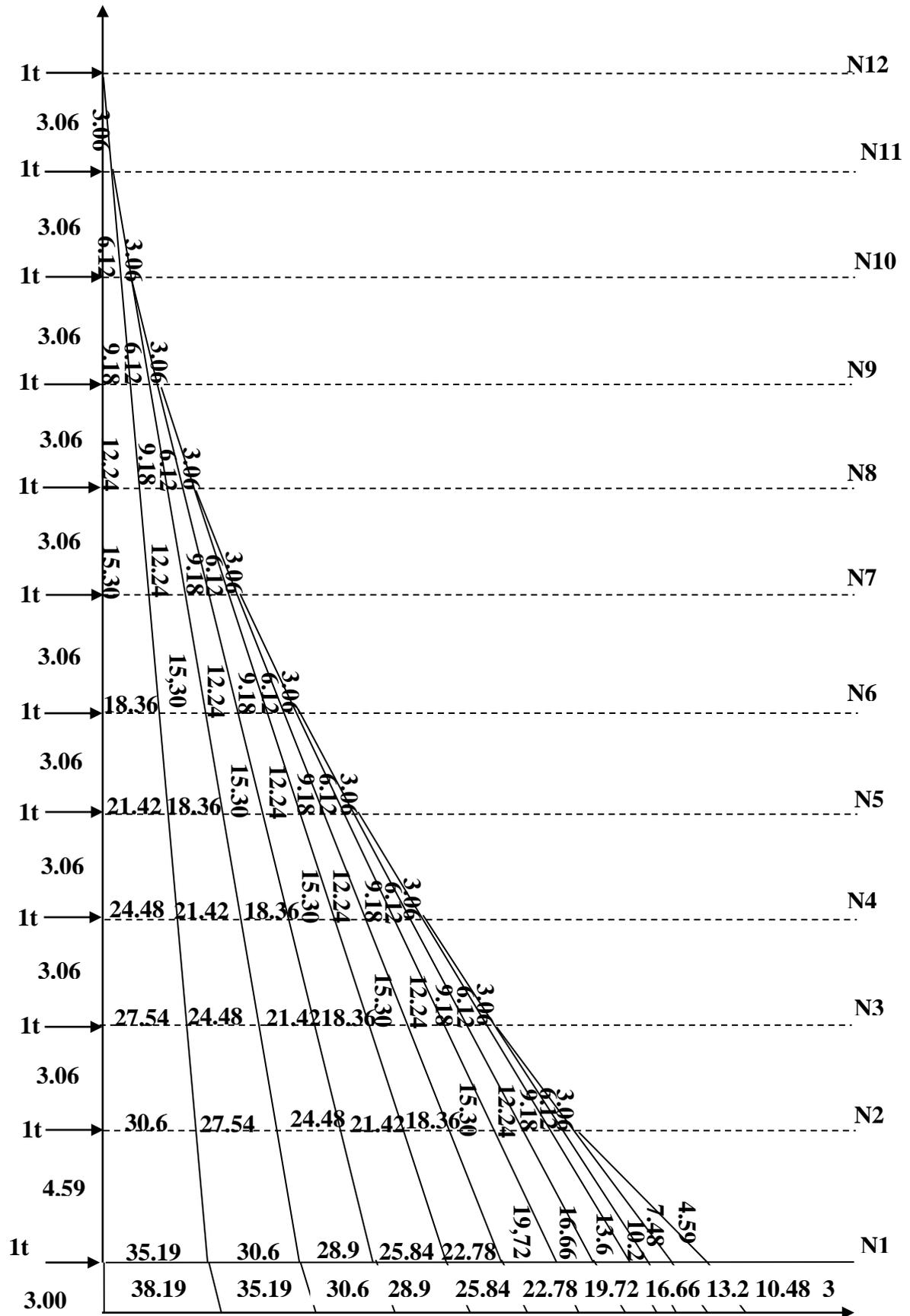


Diagramme des moments

Initie fictive des portiques sens longitudinal :

Niveau	portique	$\Sigma K_{pn}10-4$	$\Sigma K_{tn}10-4$	Mn	Mn+1	E ϵ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\Sigma\Delta_n$	flèche Efn	I ϵ_n	$\Sigma I\epsilon_n$
10	A-B	14.7	11.53	3.06	0	110.5810928	394.622186	1207.54389		6063.125	0.71905123	
	B-C	14.7	16.53	3.06	0	77.13248639	327.724973	1002.83842		6063.125	0.71905123	
	C-D	14.7	16.53	3.06	0	77.13248639	327.724973	1002.83842		6063.125	0.71905123	
	D-E	14.7	16.53	3.06	0	77.13248639	327.724973	1002.83842		6063.125	0.71905123	
	E-F	14.7	16.53	3.06	0	77.13248639	327.724973	1002.83842		6063.125	0.71905123	
	F-G	14.7	16.53	3.06	0	77.13248639	327.724973	1002.83842		6063.125	0.71905123	
	G-H	14.7	16.53	3.06	0	77.13248639	327.724973	1002.83842		6063.125	0.71905123	
	H-I	14.7	11.53	3.06	0	110.5810928	394.622186	1207.54389	8432.11828	6063.125	0.71905123	5.75240983
9	A-B	14.7	11.53	6.12	3.06	331.7432784	789.254371	2415.11838		6053.5741	0.35895406	
	B-C	14.7	16.53	6.12	3.06	231.3974592	655.459946	2005.70743		6053.5741	0.35895406	
	C-D	14.7	16.53	6.12	3.06	231.3974592	655.459946	2005.70743		6053.5741	0.35895406	
	D-E	14.7	16.53	6.12	3.06	231.3974592	655.459946	2005.70743		6053.5741	0.35895406	
	E-F	14.7	16.53	6.12	3.06	231.3974592	655.459946	2005.70743		6053.5741	0.35895406	
	F-G	14.7	16.53	6.12	3.06	231.3974592	655.459946	2005.70743		6053.5741	0.35895406	
	G-H	14.7	16.53	6.12	3.06	231.3974592	655.459946	2005.70743		6053.5741	0.35895406	
	H-I	14.7	11.53	6.12	3.06	331.7432784	789.254371	2415.11838	16864.4814	6053.5741	0.35895406	2.87163252
8	A-B	14.7	11.53	9.18	6.12	552.905464	1183.88656	3622.69286		6020.1461	0.23798012	
	B-C	14.7	16.53	9.18	6.12	385.6624319	983.194918	3008.57645		6020.1461	0.23798012	
	C-D	14.7	16.53	9.18	6.12	385.6624319	983.194918	3008.57645		6020.1461	0.23798012	
	D-E	14.7	16.53	9.18	6.12	385.6624319	983.194918	3008.57645		6020.1461	0.23798012	
	E-F	14.7	16.53	9.18	6.12	385.6624319	983.194918	3008.57645		6020.1461	0.23798012	
	F-G	14.7	16.53	9.18	6.12	385.6624319	983.194918	3008.57645		6020.1461	0.23798012	

	G-H	14.7	16.53	9.18	6.12	385.6624319	983.194918	3008.57645		6020.1461	0.23798012	
	H-I	14.7	11.53	9.18	6.12	552.905464	1183.88656	3622.69286	25296.8444	6020.1461	0.23798012	1.66586084
7	A-B	14.7	11.53	12.24	9.18	774.0676496	1578.51874	4830.26735		5948.5145	0.20016698	
	B-C	14.7	16.53	12.24	9.18	539.9274047	1310.92989	4011.44547		5948.5145	0.20016698	
	C-D	14.7	16.53	12.24	9.18	539.9274047	1310.92989	4011.44547		5948.5145	0.20016698	
	D-E	14.7	16.53	12.24	9.18	539.9274047	1310.92989	4011.44547		5948.5145	0.20016698	
	E-F	14.7	16.53	12.24	9.18	539.9274047	1310.92989	4011.44547		5948.5145	0.20016698	
	F-G	14.7	16.53	12.24	9.18	539.9274047	1310.92989	4011.44547		5948.5145	0.20016698	
	G-H	14.7	16.53	12.24	9.18	539.9274047	1310.92989	4011.44547		5948.5145	0.20016698	
	H-I	14.7	11.53	12.24	9.18	774.0676496	1578.51874	4830.26735	29717.762	5948.5145	0.20016698	1.6013358
6	A-B	25.09	11.53	15.3	12.24	995.2298352	1613.91093	4938.56744		5824.3157	0.17454449	
	B-C	25.09	16.53	15.3	12.24	694.1923775	1279.49486	3915.25428		5824.3157	0.17454449	
	C-D	25.09	16.53	15.3	12.24	694.1923775	1279.49486	3915.25428		5824.3157	0.17454449	
	D-E	25.09	16.53	15.3	12.24	694.1923775	1279.49486	3915.25428		5824.3157	0.17454449	
	E-F	25.09	16.53	15.3	12.24	694.1923775	1279.49486	3915.25428		5824.3157	0.17454449	
	F-G	25.09	16.53	15.3	12.24	694.1923775	1279.49486	3915.25428		5824.3157	0.17454449	
	G-H	25.09	16.53	15.3	12.24	694.1923775	1279.49486	3915.25428		5824.3157	0.17454449	
	H-I	25.09	11.53	15.3	12.24	995.2298352	1613.91093	4938.56744	33368.6606	5824.3157	0.17454449	1.2218114
5	A-B	25.09	11.53	18.36	15.3	1216.392021	1835.14311	5615.53793		5633.2985	0.16984341	
	B-C	25.09	16.53	18.36	15.3	848.4573503	1433.75984	4387.3051		5633.2985	0.16984341	
	C-D	25.09	16.53	18.36	15.3	848.4573503	1433.75984	4387.3051		5633.2985	0.16984341	
	D-E	25.09	16.53	18.36	15.3	848.4573503	1433.75984	4387.3051		5633.2985	0.16984341	
	E-F	25.09	16.53	18.36	15.3	848.4573503	1433.75984	4387.3051		5633.2985	0.16984341	
	F-G	25.09	16.53	18.36	15.3	848.4573503	1433.75984	4387.3051		5633.2985	0.16984341	
	G-H	25.09	16.53	18.36	15.3	848.4573503	1433.75984	4387.3051		5633.2985	0.16984341	

	H-I	25.09	11.53	18.36	15.3	1216.392021	1835.14311	5615.53793	33167.6014	5633.2985	0.16984341	1.18890386
4	A-B	25.09	11.53	21.42	18.36	1437.554206	2259.5653	6914.26982		5361.0985	0.14291865	
	B-C	25.09	16.53	21.42	18.36	1002.722323	1289.92365	3947.16636		5361.0985	0.14291865	
	C-D	25.09	16.53	21.42	18.36	1002.722323	1289.92365	3947.16636		5361.0985	0.14291865	
	D-E	25.09	16.53	21.42	18.36	1002.722323	1289.92365	3947.16636		5361.0985	0.14291865	
	E-F	25.09	16.53	21.42	18.36	1002.722323	1289.92365	3947.16636		5361.0985	0.14291865	
	F-G	25.09	16.53	21.42	18.36	1002.722323	1289.92365	3947.16636		5361.0985	0.14291865	
	G-H	25.09	16.53	21.42	18.36	1002.722323	1289.92365	3947.16636		5361.0985	0.14291865	
	H-I	25.09	11.53	21.42	18.36	1437.554206	2259.5653	6914.26982	37511.5378	5361.0985	0.14291865	1.00043057
3	A-B	25.09	11.53	24.48	21.42	1658.716392	2582.36748	7902.0445		4993.3571	0.09352521	
	B-C	25.09	16.53	24.48	21.42	1156.987296	2047.18978	6264.40073		4993.3571	0.09352521	
	C-D	25.09	16.53	24.48	21.42	1156.987296	2047.18978	6264.40073		4993.3571	0.09352521	
	D-E	25.09	16.53	24.48	21.42	1156.987296	2047.18978	6264.40073		4993.3571	0.09352521	
	E-F	25.09	16.53	24.48	21.42	1156.987296	2047.18978	6264.40073		4993.3571	0.09352521	
	F-G	25.09	16.53	24.48	21.42	1156.987296	2047.18978	6264.40073		4993.3571	0.09352521	
	G-H	25.09	16.53	24.48	21.42	1156.987296	2047.18978	6264.40073		4993.3571	0.09352521	
	H-I	25.09	11.53	24.48	21.42	1658.716392	2582.36748	7902.0445	53390.4934	4993.3571	0.09352521	0.74820168
2	A-B	40.2	11.53	27.54	24.48	1879.878578	2561.34967	7837.72999		4515.7386	0.08743341	
	B-C	40.2	16.53	27.54	24.48	1311.252269	1959.27475	5995.38075		4515.7386	0.08743341	
	C-D	40.2	16.53	27.54	24.48	1311.252269	1959.27475	5995.38075		4515.7386	0.08743341	
	D-E	40.2	16.53	27.54	24.48	1311.252269	1959.27475	5995.38075		4515.7386	0.08743341	
	E-F	40.2	16.53	27.54	24.48	1311.252269	1959.27475	5995.38075		4515.7386	0.08743341	
	F-G	40.2	16.53	27.54	24.48	1311.252269	1959.27475	5995.38075		4515.7386	0.08743341	
	G-H	40.2	16.53	27.54	24.48	1311.252269	1959.27475	5995.38075		4515.7386	0.08743341	
	H-I	40.2	11.53	27.54	24.48	1879.878578	2561.34967	7837.72999	51647.7445	4515.7386	0.08743341	0.69946731

1	A-B	40.2	11.53	30.6	27.54	2101.040763	2873.58713	8793.17662		3913.9073	0.06758655	
	B-C	40.2	16.53	30.6	27.54	1465.517241	2196.25285	6720.53372		3913.9073	0.06758655	
	C-D	40.2	16.53	30.6	27.54	1465.517241	2196.25285	6720.53372		3913.9073	0.06758655	
	D-E	40.2	16.53	30.6	27.54	1465.517241	2196.25285	6720.53372		3913.9073	0.06758655	
	E-F	40.2	16.53	30.6	27.54	1465.517241	2196.25285	6720.53372		3913.9073	0.06758655	
	F-G	40.2	16.53	30.6	27.54	1465.517241	2196.25285	6720.53372		3913.9073	0.06758655	
	G-H	40.2	16.53	30.6	27.54	1465.517241	2196.25285	6720.53372		3913.9073	0.06758655	
	H-I	40.2	11.53	30.6	27.54	2101.040763	2873.58713	8793.17662	57909.5555	3913.9073	0.06758655	0.54069243
RDC	A-B	41	11.53	35.19	30.6	2377.493495	3014.7951	13837.9095		3173.7147	0.03476535	
	B-C	41	16.53	35.19	30.6	1658.348457	2359.20437	10828.7481		3173.7147	0.03476535	
	C-D	41	16.53	35.19	30.6	1658.348457	2359.20437	10828.7481		3173.7147	0.03476535	
	D-E	41	16.53	35.19	30.6	1658.348457	2359.20437	10828.7481		3173.7147	0.03476535	
	E-F	41	16.53	35.19	30.6	1658.348457	2359.20437	10828.7481		3173.7147	0.03476535	
	F-G	41	16.53	35.19	30.6	1658.348457	2359.20437	10828.7481		3173.7147	0.03476535	
	G-H	41	16.53	35.19	30.6	1658.348457	2359.20437	10828.7481		3173.7147	0.03476535	
H-I	41	11.53	35.19	30.6	2377.493495	2718.77689	12479.1859	91289.5838	3173.7147	0.03476535	0.27812283	
S/SOL	A-B	26.79	11.53	38.19	35.19	2221.616712	2298.74836	6896.24507		1046.4587	0.02099567	
	B-C	26.79	16.53	38.19	35.19	1629.58028	2002.73014	6008.19042		1046.4587	0.02099567	
	C-D	26.79	16.53	38.19	35.19	1629.58028	2002.73014	6008.19042		1046.4587	0.02099567	
	D-E	26.79	16.53	38.19	35.19	1629.58028	2002.73014	6008.19042		1046.4587	0.02099567	
	E-F	26.79	16.53	38.19	35.19	1629.58028	2002.73014	6008.19042		1046.4587	0.02099567	
	F-G	26.79	16.53	38.19	35.19	1629.58028	2002.73014	6008.19042		1046.4587	0.02099567	
	G-H	26.79	16.53	38.19	35.19	1629.58028	2002.73014	6008.19042		1046.4587	0.02099567	
H-I	26.79	11.53	38.19	35.19	2221.616712	2298.74836	6896.24507	49841.6327	1046.4587	0.02099567	0.1679654	

Initie fictive des portiques sens transversal :

Niveau	portique	$\Sigma K_{pn}10-4$	$\Sigma K_{tn}10-4$	Mn	Mn+1	E ϵ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\Sigma\Delta_n$	flèche Efn	I ϵ_n	$\Sigma I\epsilon_n$
10	A-B	14.7	10.99	3.06	0	116.0145587	405.489117	1240.7967		6063.125	1.22161935	
	B-C	14.7	10.99	3.06	0	116.0145587	405.489117	1240.7967		6063.125	1.22161935	
	C-D	14.7	10.99	3.06	0	116.0145587	405.489117	1240.7967		6063.125	1.22161935	
	D-E	14.7	10.99	3.06	0	116.0145587	405.489117	1240.7967	4963.1868	6063.125	1.22161935	4.88647739
9	A-B	14.7	10.99	6.12	3.06	348.0436761	636.966397	1949.11717		6053.5741	0.77645077	
	B-C	14.7	10.99	6.12	3.06	348.0436761	636.966397	1949.11717		6053.5741	0.77645077	
	C-D	14.7	10.99	6.12	3.06	348.0436761	636.966397	1949.11717		6053.5741	0.77645077	
	D-E	14.7	10.99	6.12	3.06	348.0436761	636.966397	1949.11717	7796.4687	6053.5741	0.77645077	3.10580308
8	A-B	14.7	10.99	9.18	6.12	580.0727934	1216.48735	3722.4513		6020.1461	0.40431329	
	B-C	14.7	10.99	9.18	6.12	580.0727934	1216.48735	3722.4513		6020.1461	0.40431329	
	C-D	14.7	10.99	9.18	6.12	580.0727934	1216.48735	3722.4513		6020.1461	0.40431329	
	D-E	14.7	10.99	9.18	6.12	580.0727934	1216.48735	3722.4513	14889.8052	6020.1461	0.40431329	1.61725315
7	A-B	14.7	10.99	12.24	9.18	812.1019108	1621.98647	4963.2786		5948.5145	0.29962627	
	B-C	14.7	10.99	12.24	9.18	812.1019108	1621.98647	4963.2786		5948.5145	0.29962627	
	C-D	14.7	10.99	12.24	9.18	812.1019108	1621.98647	4963.2786		5948.5145	0.29962627	
	D-E	14.7	10.99	12.24	9.18	812.1019108	1621.98647	4963.2786	19853.1144	5948.5145	0.29962627	1.19850507
6	A-B	25.09	10.99	15.3	12.24	1044.131028	1666.96559	5100.9147		5824.3157	0.28545447	
	B-C	25.09	10.99	15.3	12.24	1044.131028	1666.96559	5100.9147		5824.3157	0.28545447	
	C-D	25.09	10.99	15.3	12.24	1044.131028	1666.96559	5100.9147		5824.3157	0.28545447	
	D-E	25.09	10.99	15.3	12.24	1044.131028	1666.96559	5100.9147	20403.6588	5824.3157	0.28545447	1.1418179
5	A-B	25.09	10.99	18.36	15.3	1276.160146	2000.3547	6121.0854		5633.2985	0.2300776	
	B-C	25.09	10.99	18.36	15.3	1276.160146	2000.3547	6121.0854		5633.2985	0.2300776	
	C-D	25.09	10.99	18.36	15.3	1276.160146	2000.3547	6121.0854		5633.2985	0.2300776	

	D-E	25.09	10.99	18.36	15.3	1276.160146	2000.3547	6121.0854	24484.3416	5633.2985	0.2300776	0.92031039
4	A-B	25.09	10.99	21.42	18.36	1508.189263	2333.75382	7141.28669		5361.0985	0.18767971	
	B-C	25.09	10.99	21.42	18.36	1508.189263	2333.75382	7141.28669		5361.0985	0.18767971	
	C-D	25.09	10.99	21.42	18.36	1508.189263	2333.75382	7141.28669		5361.0985	0.18767971	
	D-E	25.09	10.99	21.42	18.36	1508.189263	2333.75382	7141.28669	28565.1468	5361.0985	0.18767971	0.75071884
3	A-B	25.09	10.99	24.48	21.42	1740.21838	2667.14294	8161.45739		4993.3571	0.15295544	
	B-C	25.09	10.99	24.48	21.42	1740.21838	2667.14294	8161.45739		4993.3571	0.15295544	
	C-D	25.09	10.99	24.48	21.42	1740.21838	2667.14294	8161.45739		4993.3571	0.15295544	
	D-E	25.09	10.99	24.48	21.42	1740.21838	2667.14294	8161.45739	32645.8296	4993.3571	0.15295544	0.61182175
2	A-B	40.2	10.99	27.54	24.48	1972.247498	2659.15206	8137.00529		3913.9073	0.12025024	
	B-C	40.2	10.99	27.54	24.48	1972.247498	2659.15206	8137.00529		3913.9073	0.12025024	
	C-D	40.2	10.99	27.54	24.48	1972.247498	2659.15206	8137.00529		3913.9073	0.12025024	
	D-E	40.2	10.99	27.54	24.48	1972.247498	2659.15206	8137.00529	32548.0212	3913.9073	0.12025024	0.48100095
1	A-B	40.2	10.99	30.6	27.54	2204.276615	2983.61481	9129.86133		3173.7147	0.08690479	
	B-C	40.2	10.99	30.6	27.54	2204.276615	2983.61481	9129.86133		3173.7147	0.08690479	
	C-D	40.2	10.99	30.6	27.54	2204.276615	2983.61481	9129.86133		3173.7147	0.08690479	
	D-E	40.2	10.99	30.6	27.54	2204.276615	2983.61481	9129.86133	36519.4453	3173.7147	0.08690479	0.34761915
RDC	A-B	41	10.99	35.19	30.6	2494.313012	3118.5697	14314.2349		3173.7147	0.05542935	
	B-C	41	10.99	35.19	30.6	2494.313012	3118.5697	14314.2349		3173.7147	0.05542935	
	C-D	41	10.99	35.19	30.6	2494.313012	3118.5697	14314.2349		3173.7147	0.05542935	
	D-E	41	10.99	35.19	30.6	2494.313012	3118.5697	14314.2349	57256.9396	3173.7147	0.05542935	0.22171738
S/SOL	A-B	26.79	10.99	38.19	35.19	2312.346379	2345.22319	7035.66957		1046.4587	0.03718405	
	B-C	26.79	10.99	38.19	35.19	2312.346379	2345.22319	7035.66957		1046.4587	0.03718405	
	C-D	26.79	10.99	38.19	35.19	2312.346379	2345.22319	7035.66957		1046.4587	0.03718405	
	D-E	26.79	10.99	38.19	35.19	2312.346379	2345.22319	7035.66957	28142.6783	1046.4587	0.03718405	0.14873619

Résumé des inerties fictives des portiques :

	S/SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	moyennes
sens longitudinal	0.16	0.27	0.54	0.699	0.74	1	1.18	1.22	1.6	1.66	2.87	5.57	1.45908333
sens transversal	0.14	0.22	0.34	0.48	0.61	0.75	0.92	1.14	1.19	1.61	3.1	4.88	1.28166667

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- Sens longitudinal :

	Inerties (m ²)	Pourcentage (%)
Portiques	1.46	70.94
Voiles	0.598	29.06
Portiques +voiles	2.058	100

- Sens longitudinal :

	Inerties (m ²)	Pourcentage (%)
Portiques	1.28	43.24
Voiles	1.68	56.76
Portiques +voiles	2.96	100

☞ Conclusion :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles, le (R.P.A. 99) recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens longitudinal, l'inertie des voiles représente 70.94 % de l'inertie totale de la structure, et l'inertie des portiques représente 29.06 % de l'inertie totale de la structure, et dans le sens transversal, l'inertie des voiles représente 56.76% de l'inertie totale de la structure et l'inertie des portiques représente 43.24 % de l'inertie totale de la structure.

VERIFICATIONS RPA :

Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Justifications du système de contreventement
- ✓ Vérification des déplacements relatifs
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)
- ✓ Spécifications pour les poteaux

Vérification de la période empirique

- **Calcul de la période empirique**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

- C_r : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

La première formule empirique donne :

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times 38.19^{3/4} = 0,768 \text{ s}$$

➤ Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.901291	5.7021	61.2200	0.0000	5.7021	61.2200	0.0000	89.8732
	2	0.853561	49.7334	5.1958	0.0000	55.4355	66.4158	0.0000	7.5856
	3	0.717060	14.2092	0.5969	0.0000	69.6447	67.0126	0.0000	0.8369
	4	0.251934	9.5900	3.1129	0.0000	79.2347	70.1255	0.0000	0.2451
	5	0.243476	2.1694	11.9742	0.0000	81.4041	82.0997	0.0000	0.7931
	6	0.190338	0.7493	0.0301	0.0000	82.1534	82.1298	0.0000	0.0007
	7	0.126475	4.3619	0.0265	0.0000	86.5153	82.1563	0.0000	0.0025
	8	0.111792	0.0132	5.5099	0.0000	86.5285	87.6661	0.0000	0.4192
	9	0.084422	0.0177	0.0040	0.0000	86.5462	87.6701	0.0000	0.0002
	10	0.077595	2.2811	0.0012	0.0000	88.8273	87.6713	0.0000	0.0000
	11	0.066136	0.0010	2.4519	0.0000	88.8283	90.1232	0.0000	0.0875
	12	0.059764	0.1151	0.2397	0.0000	88.9434	90.3629	0.0000	0.0071
	13	0.051536	1.1577	0.0469	0.0000	90.1011	90.4098	0.0000	0.0018
	14	0.048274	0.0004	0.5474	0.0000	90.1015	90.9572	0.0000	0.0203

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

$$\text{Mode 1 : } 0.901$$

❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T_{\text{empirique}} = 0,768\text{s}$
- La période ETABS $T_{\text{analytique}} = 0,901\text{s}$

On remarque que : $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$ \implies condition vérifiée

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

2 Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 0,05 L$

Tel que : CM : centre de masse.
CR : centre de rigidité.

➤ Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x = 0.086 \leq 0,05 L_x = 0,05 \times 26.90 = 1.345$$

⇒ condition vérifiée

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y = 0.719 \leq 0,05 L_y = 0,05 \times 14.70 = 0.735$$

condition non vérifiée

➤ Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	STORY 12	D2	370.8378	370.8378	13.331	5.754	370.8378	370.8378	13.331
	STORY2	D3	339.2564	339.2564	13.417	5.761	339.2564	339.2564	13.417
	STORY3	D4	333.2887	333.2887	13.419	5.761	333.2887	333.2887	13.419
	STORY5	D5	328.1623	328.1623	13.421	5.762	328.1623	328.1623	13.421
	STORY4	D5	322.8755	322.8755	13.370	5.753	651.0379	651.0379	13.396
	STORY6	D6	328.1623	328.1623	13.421	5.762	328.1623	328.1623	13.421
	STORY7	D8	322.8968	322.8968	13.423	5.762	322.8968	322.8968	13.423
	STORY8	D9	318.4725	318.4725	13.425	5.763	318.4725	318.4725	13.425
	STORY9	D1	318.4725	318.4725	13.425	5.763	318.4725	318.4725	13.425
	S SOL	D1	393.2587	393.2587	13.347	5.652	711.7312	711.7312	13.382
	STORY10	D11	315.8490	315.8490	13.413	5.747	315.8490	315.8490	13.413
	STORY 11	D12	319.9757	319.9757	13.440	5.829	319.9757	319.9757	13.440
	STORY 12	D13	31.2433	31.2433	13.403	6.000	31.2433	31.2433	13.403

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

3/ vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4RPA99V2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Détermination de la participation de la masse modale

Les résultats s'afficheront comme suit

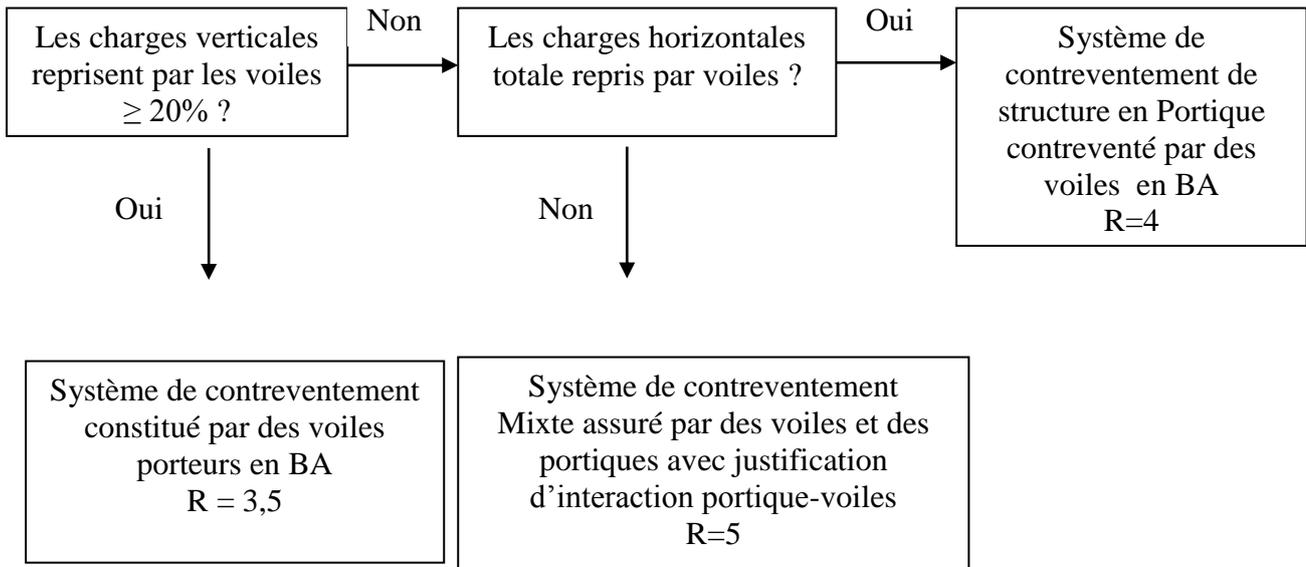
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.901291	5.7021	61.2200	0.0000	5.7021	61.2200	0.0000	89.8732
	2	0.853561	49.7334	5.1958	0.0000	55.4355	66.4158	0.0000	7.5856
	3	0.717060	14.2092	0.5969	0.0000	69.6447	67.0126	0.0000	0.8369
	4	0.251934	9.5900	3.1129	0.0000	79.2347	70.1255	0.0000	0.2451
	5	0.243476	2.1694	11.9742	0.0000	81.4041	82.0997	0.0000	0.7931
	6	0.190338	0.7493	0.0301	0.0000	82.1534	82.1298	0.0000	0.0007
	7	0.126475	4.3619	0.0265	0.0000	86.5153	82.1563	0.0000	0.0025
	8	0.111792	0.0132	5.5099	0.0000	86.5285	87.6661	0.0000	0.4192
	9	0.084422	0.0177	0.0040	0.0000	86.5462	87.6701	0.0000	0.0002
	10	0.077595	2.2811	0.0012	0.0000	88.8273	87.6713	0.0000	0.0000
	11	0.066136	0.0010	2.4519	0.0000	88.8283	90.1232	0.0000	0.0875
	12	0.059764	0.1151	0.2397	0.0000	88.9434	90.3629	0.0000	0.0071
	13	0.051536	1.1577	0.0469	0.0000	90.1011	90.4098	0.0000	0.0018
	14	0.048274	0.0004	0.5474	0.0000	90.1015	90.9572	0.0000	0.0203

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

.4 Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :



Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

❖ Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Niveau	Sens longitudinal (x)							Sens transversal (y)					Concl
	he(m)	d _{ek} (m)	R	d _k (m)	Δk(m)	1% h _{étg} (m)	cond	d _{ek} (m)	R	d _k (m)	Δk(m)	1% h _{étg} (m)	
10 ^{ème}	3.06	0.0151	5	0.0755	0.0005	0.0306	vérifiée	0.0152	5	0.076	0.02	0.0306	vérifiée
9 ^{ème}	3.06	0.015	5	0.075	0.002	0.0306	vérifiée	0.0148	5	0.074	0.04	0.0306	vérifiée
8	3.06	0.0147	5	0.073	0.007	0.0306	vérifiée	0.014	5	0.07	0.0025	0.0306	vérifiée
7	3.06	0.0132	5	0.066	0.008	0.0306	vérifiée	0.0135	5	0.0675	0.002	0.0306	vérifiée
6	3.06	0.0116	5	0.058	0.0481	0.0306	vérifiée	0.0131	5	0.0655	0.0105	0.0306	vérifiée
5	3.06	0.0099	5	0.0099	-0.0311	0.0306	vérifiée	0.011	5	0.055	-0.4	0.0306	vérifiée
4	3.06	0.0082	5	0.041	0.009	0.0306	vérifiée	0.0089	5	0.0445	0.0105	0.0306	vérifiée
3	3.06	0.0064	5	0.032	0.009	0.0306	vérifiée	0.0068	5	0.034	0.01	0.0306	vérifiée
2	3.06	0.0046	5	0.023	0.0085	0.0306	vérifiée	0.0048	5	0.024	0.009	0.0306	vérifiée
1	3.06	0.0029	5	0.0145	0.0075	0.0306	vérifiée	0.003	5	0.015	0.0075	0.0306	vérifiée
RD	4.59	0.0014	5	0.007	0.0065	0.059	vérifiée	0.0015	5	0.0075	0.0025	0.059	vérifiée
S/SOL	3	0.0001	5	0.0005	0.0005	0.03	vérifiée	0.001	5	0.005	0.005	0.03	vérifiée

Tableau .V.4 Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier

—————> La condition est vérifiée.

6 Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{38.19}{500} = 0,0763\text{m (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

δ_{\max} : déplacement maximal

f : La flèche admissible

H_t : Hauteur total.

➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

❖ Résultats trouvés :

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,0755 < f = 0,0763\text{m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,076 < f = 0,0763\text{m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

—————> **Condition vérifiée.**

.7 Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V_t = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

✓ Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voile avec interaction **R = 5**

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

Q : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q$$

▪ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

Suivant xx

Critère	P _q	
	Observé	Non observé
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/
Redondance en plan	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	0	/

Tableau IV-7- Valeurs de pénalités P_q

D'où : **Q = 1.15**

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

suivant yy

Critère	Pq	
	Observé	Non observé
Régularité en plan	/	0.05
	/	
Régularité en élévation	/	0.05
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/
Redondance en plan	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	0	/

Tableau IV-7- Valeurs de pénalités Pq

D'où : $Q = 1.1$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) .

$$T_2 (S3) = 0,5\text{sec.}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 8,5\%$

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

D'où :

$$\eta = 0,816 \geq 0,7 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

T: La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0.901$

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0.901 \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

$$D = 2.5 * 0.816 (0.5 / 0.901)^{2/3}$$

$$D = 1.38$$

W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Les résultats s'afficheront comme suit :

Alors le poids total de la structure : **W_t = 46670.15KN**

❖ Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,38
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	46670.15

Tableau V.5 récapitulatif des résultats

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$$

$$V_{st} = \frac{0,15 \cdot 1,38 \cdot 1,15}{5} \cdot 46670.15 = 2221.96 \text{ KN}$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 2221.96 \text{ KN}$$

$$V_x = 2222.0472 \times 0,8 = 1777.57$$

$$V_y = 2222.047 \times 0,8 = 1777.57$$

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Les résultats s'afficheront comme suit :

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 2235.62 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = \text{Max } F_2 = 2343.94 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

✓ Sens longitudinal :

$$V_{xdyn} = 2235.62 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = V_x = 2221.96 \times 0,8 = 1777.57 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens transversal :

$$V_{ydy} = 2343.94 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = V_y = 2221.96 \times 0,8 = 1777.57 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

—————→ L'effort tranchant a la base est vérifié.

V.8 Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfai

te à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

Niveau	P _k (KN)	h _k (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			D _k (m)	V _x (KN)	θ	D _k (m)	V _y (KN)	θ
10eme	4287.08	3.06	0.0755	459.54	0.23017799	0.076	510.52	0.20856479
9	7888.01	3.06	0.075	775.66	0.24925042	0.074	850.47	0.22429456
8 ^{ème}	11493.44	3.06	0.073	1046.47	0.26201411	0.07	1126.16	0.23346756
7 ^{ème}	15098.87	3.06	0.066	1278.19	0.25478364	0.0675	1361.23	0.2446782
6 ^{ème}	18807.58	3.06	0.058	1480.78	0.24074038	0.0655	1564.9	0.25725641
5 ^{ème}	22516.29	3.06	0.0099	1662.21	0.04382528	0.055	1745.24	0.23189049
4 ^{ème}	26225	3.06	0.041	1821.5	0.19290734	0.0445	1906.54	0.200036
3 ^{ème}	29933.71	3.06	0.032	1960.48	0.15967123	0.034	2045.73	0.16258097
2 ^{ème}	33759.46	3.06	0.023	2075.99	0.12222967	0.024	2162.79	0.12242524
1 ^{er}	37585.21	3.06	0.0145	2166.88	0.08219184	0.015	2259.92	0.08152555
RDC	42150.02	4.59	0.007	2230.51	0.028819	0.0075	2332	0.0295337
S/sol	46670.15	3	0.0005	2235.71	0.00347914	0.005	2343.1	0.03319687

- **P_k** : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- **κ** : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- **h_k** : hauteur de l'étage «K».

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (**P- Δ**) peut être négligé pour le cas de notre structure.

—————> **Condition vérifiée**

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

V.9 Spécifications pour les poteaux

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$$\begin{cases} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{cases}$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Les résultats s'afficheront comme suit :

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 476.15 \text{KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{476.15 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.094 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

Condition vérifiée \longrightarrow **L'effort réduit dans les poteaux est vérifié**

❖ Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

INTRODUCTION :

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul **ETABS**.

IV- 1- DESCRIPTION DE L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS):

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV- 2- ETAPES DE MODELISATION :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-** Introduction de la géométrie du modèle.
 - 2-** Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
 - 3-** Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
 - 4-** Définition des charges (G, Q)
 - 5-** Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
 - 6-** Définition du séisme.
 - 7-** Introduction des combinaisons d'actions.
 - 8-** Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
 - 9-** Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
 - 10-** Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.
- **Etape1 : introduction de la géométrie de modèle (trames, hauteur d'étage)**
 - ✓ **Choix d'unité**
 - ✓ **Géométrie de base**
- Cette option nous permet d'introduire :
- Le nombre de portique suivant x-x
 - Le nombre de portique suivant y-y
 - Le nombre d'étages

Chapitre V : modilisation et vérification des exigences du RPA

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une à 2D, et l'autre en 3D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

- **Etape 2 : spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :**

Define →  Material properties → CONC → Modify/show material

- ✓ Masse per unit volume
- ✓ Weight per unit volume
- ✓ Modulus of Elasticity
- ✓ Specified concrete comp strenght
- ✓ Bending riefn, Yield stress
- ✓ Shear Reinf, Tield stress

- **Etape 3 : spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutre, voiles ...):**

- ✓ Définition des poteaux et poutres :

Define →  Frames section → add rectangulaire

Introduire les dimensions de la poutre choisit le béton et la couleur → **Reinforcement beam** → Pour les poteaux c'est la même étape sauf qu'on choisit **column** au lieu de **beam**

- ✓ Définition des voiles, dalles pleines et planchers :

Les voiles :

Define →  wall/slab/deck section → wall → Modify/show section et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

Les dalles pleines :

Define →  wall/slab/deck section → slab → Modify/show section et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre dalle.

Les planchers :

Define →  Frames section → add Tee

- **Etape 4: dessin des éléments de la structure :**

- ✓ Dessin les poteaux :

Draw → draw line objects →  create columns in region or at clicks (plan)

- ✓ Dessin les poutres :

Draw → draw line objects →  create line in region or at clicks (plan, elev, 3D)

Pour copier les éléments à un autre étage identique :

Edit → Replicate → story → cocher les étages identique → ok

- ✓ Dessin des voiles :

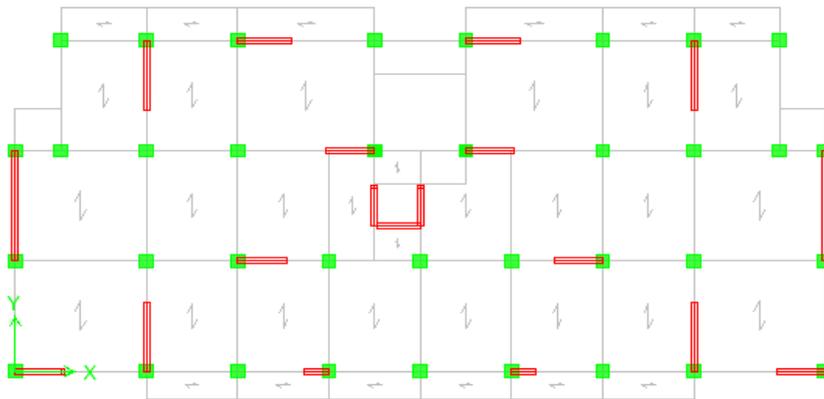
Draw → draw line objects →  create wall in region or at clicks (plan)

- ✓ Dessin des planchers :

Draw → draw area objects →  create area (plan, elev, 3D)

- ✓ Encastrement de la base :

sélectionner la basse de la structure →  → cocher l'espacement → ok



Position des voiles de contreventement

- **Etape 5 : définition des charges (G,Q) et chargement de la structure :**
a-charges G et Q :

Le structure est soumise a des charges permanentes (G)et des surcharges d'exploitation (Q) :

Charge permanentes :Load Name :G

Type :DEAD

Self weight multiplier :1

Surcharges d'exploitation : Load Name :Q

Type :LIVE

Self weight multiplier :0

Define →  static load cases → dead modify load → G
Live modify load → Q

Chargement des planchers :

Select → by wall/slab/deck → choisir la dalle → 

Charge dynamique (EX et EY) :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

-coefficient d'accélération de zone (A) : Groupe d'usage 2 ; zone IIa : A=0.15

Coefficient de comportement R: R = 5

Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de
-la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
-la régularité en plan et en élévation
-la qualité du contrôle de la construction

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Non observé	0,05
Régularité en élévation	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0,00

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

Coefficient d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du materiau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

-catégorie de site :S3



on ouvre l'application en cliquant sur le spectre etant introduit nous allons passer à la prochaine etape qui consiste a la définition du chargement EX et EY pour cela on clique sur :

Define → Response Spectrum Cases → Add New Spectrum.

- **Etape 6 : introduction des combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \begin{cases} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{cases}$$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour introuire ies combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Loads Combinaisons → Add New Combo.

Choisir le nom → définir les coefficients

Mass-source:

Difine → masse source → cocher:form load

Etape 07: specification des condition aux limites (diaphragms)

selectionner en plan le premier étage → assing → joints/points → diaphragm.

→ D1 → Modify show diaphragm → ok

On monte les étages et on fait la même chose

selectionner en plan le premier étage → assing → joints/points → diaphragm.

→ D2 → Modify show diaphragm → ok

On fait la meme chose jusqu'au dernier étage.

Etape 08: nombre de modes à considerer:

Analyse → set analysis option → set dynamic parameters
écrire le nombre de modes → ok.

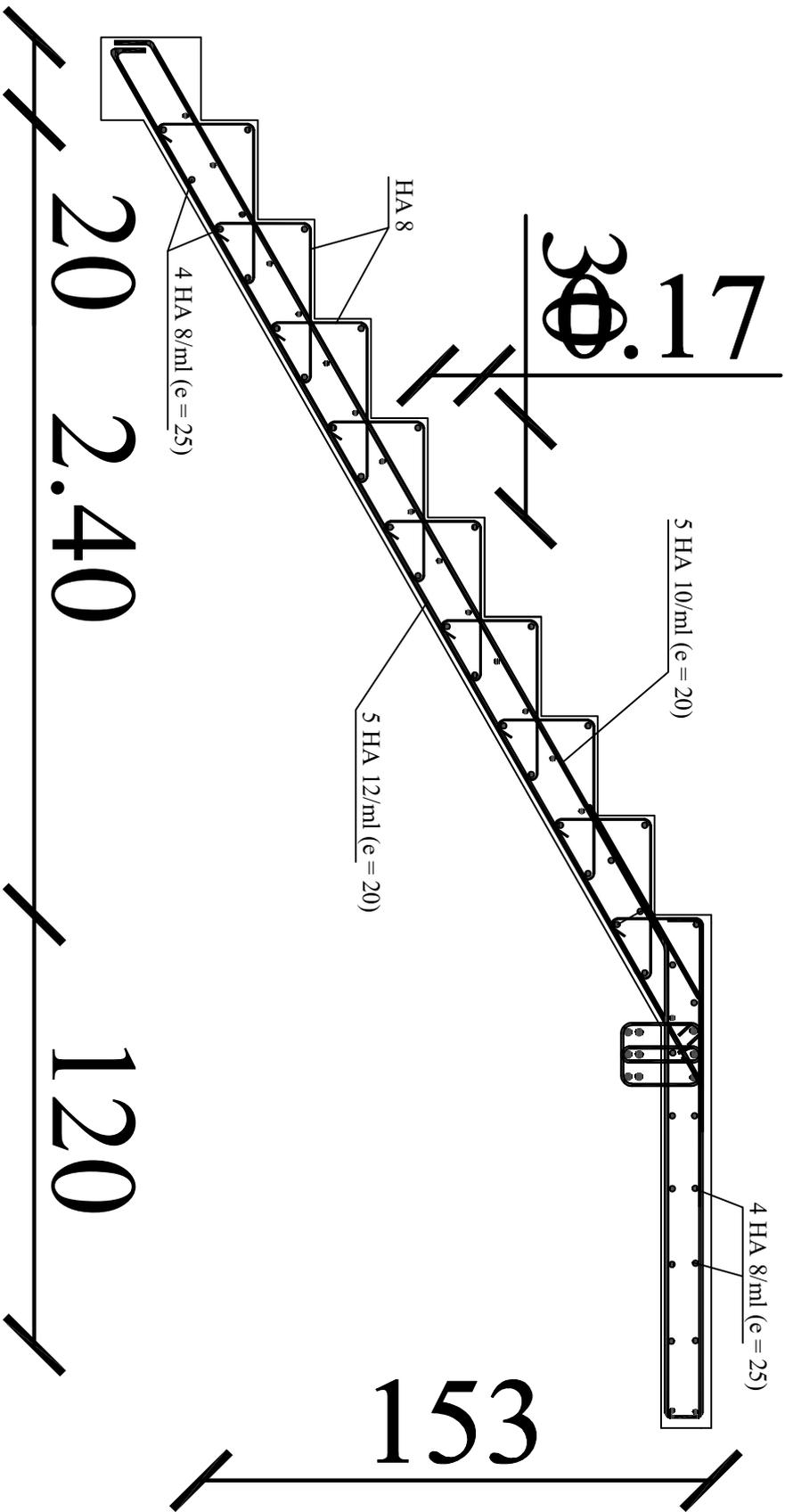
Etape 08: analyse et visualisation des resultats:

Visualization des resultats:

- Période et participation modale
- Deformation de la structure
- Diagramme des efforts interne
- Efforts internes dans les elements
 - les poteaux
 - les pouters
 - Efforts internes dans les voiles
 - Displacement
 - Efforts tranchant et moments sismique à la base
 - Efforts tranchant de niveau

Remarque :

On désélectionnant la case shell on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case farmes nous aurons l'effort repris par les voiles .



FERRAILLAGE DES POTEAUX

1. Introduction

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0,8G \pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ à l'ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

2. Recommandation de l' RPA 99/Version 2003

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), et doivent être sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : 0,08% ($b \times h$) sections du poteau (Zone IIa).
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35×35) $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4%(Zone IIa)
 - ✓ Poteau (45×45) $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40×40) $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35×35) $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6% (Zone IIa)
 - ✓ Poteau (45 × 45) $A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (40 × 40) $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.
 - ✓ Poteau (35 × 35) $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$.

Sections des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min} = 0,08\% (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max} = 0,06 (b \times h)$	$A_{\max} = 0,04 (b \times h)$
Poteau (45 × 45)	16.2	121.5	81
Poteau (40 × 40)	12.8	96	64
Poteau (35 × 35)	9.8	73.5	49

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

3. Étapes de calcul en flexion composé à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

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

A. Calcul du centre de pression « e »

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

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ **Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right)b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

➤ **Calcul des armatures :**

- Calcul du moment fictif :

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

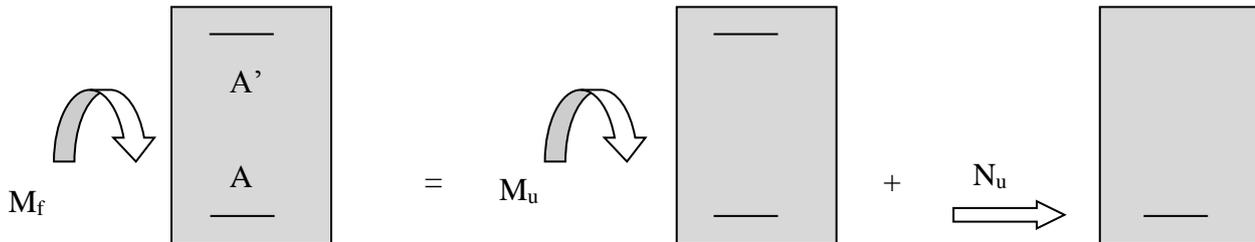


Fig.VI.1.1 : Schéma explicatif du moment fictif

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu = 0,392$ \longrightarrow la section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$).

- Section des armatures fictives :

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

- Section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

Et si $\mu \geq \mu = 0,392$ \longrightarrow La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_f = \mu b d^2 f_{bc} \quad ; \quad \Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

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

- Armatures en flexion composé

La section réelle d'armature est :

$$A' = A_f' \quad A_s = A_f + (-) \frac{N}{\sigma_s}$$

✓ **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

➤ **Calcul des armatures :**

Deux cas se présentent :

1^{er} cas

Si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2$ → la section est simplement armée (SSA)

$$A_s' = \frac{N_u - 100\Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100\sigma_{st}} \quad A = 0 \text{ avec} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

2^{eme} cas

si : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2$ → la section est doublement armée (SDA)

$$A' = \frac{M - (d - 0,5h)bh f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c)} ; \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

A' : armatures comprimées. A : armature tendues.

Et si $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

❖ Remarque

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

Zone I : du s/sol, RDC, 1^{ère} étage, 2^{ème} étage → Section (45 × 45).

Zone II : du 3^{ème} étage, 4^{ème} et 5^{ème} et 6^{ème} → Section (40 × 40).

Zone III : du 7^{ème} étage, 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} → Section (35 × 35).

➤ Exemple de calcul manuel

• Poteaux 45 × 45

$$N_u = -1485.29 \text{KN} \quad \text{et} \quad M_{u\text{corr}} = -5.6 \text{KN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.6}{1485.29} = 0,0037 < \frac{h}{2} - c = 0,195 \quad \longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

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

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad / d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$\begin{aligned} M_f &= M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ &= 5.6 + 1485.29 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03 \right) \\ &= 72.43 \text{KN.m} \end{aligned}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1485.29(0,42 - 0,03) - 72.43 = 506.83 \text{KN.}$$

$$\text{Et :} \quad \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 = \left(0,5 - \frac{0,03}{0,45} \right) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 560,72 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc :} \quad N_u (d - c') - M_f = 506.72 \text{KN.m} < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 = 560,72 \text{KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

a. Calcul des armatures :

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} \quad A' = 0 \quad \text{avec} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

Donc:
$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{1485.29 (0,42 - 0,03) - 72.43}{0,45 \times 0,45^2 14,2 \cdot 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,45}} = 0,94$$

→ $A_s = -0,042 \text{ cm}^2 = 0$

Exemple de calcul avec socotec :

On introduit les caractéristique de nos matériaux et nos efforts

Fig :caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône résultats pour extrait nos résultats

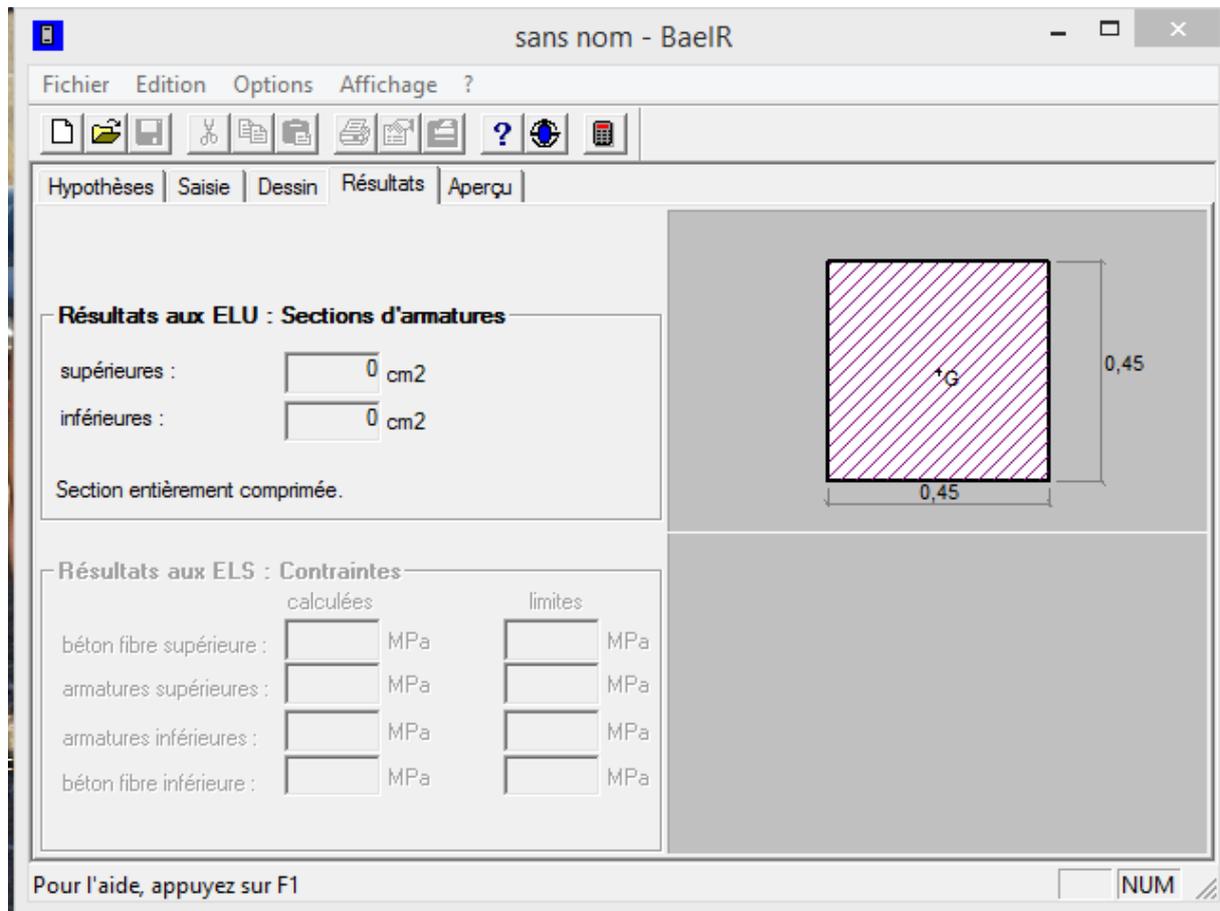


Fig :résultat de calcul de la section d'armature

Conclusion

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel socotec , on a trouvé les mêmes résultats

ferraillages des poteaux

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec».
Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens 2-2(longitudinale)

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M[KN.m]	h/2-c	es(cm)	obs	A_{inf} [cm ²]	A_s [cm ²]	ferraillage	$A_{adopté}$ [cm ²]
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	609.54	3.85	19.5	0.63	SPC	7.87	7.37	3HA20	9.42
		N ^{min} – M ^{corres}	-1485.29	-5.6		0.37	SEC	0	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	-317.25	73.56		23.18	SPC	0	0.48		
3 ^{ème} ,4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	233.18	41.90	17	17.96	SPC	0	5.9	3HA16	6.03
		N ^{min} – M ^{corres}	-971.64	-23.02		2.36	SEC	0	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	-232.93	73.12		31.39	SPC	0	2.17		
6 ^{ème} ,7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème} éta ge	35 × 35	N ^{max} – M ^{corres}	59.85	3.718	14.5	6.21	SPC	0.44	1.06	3HA14	4.62
		N ^{min} – M ^{corres}	-415.67	-22.45		5.40	SEC	0	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	-74.56	56.56		75.85	SPC	0	3.59		

ferraillages des poteaux

Sens 33

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M[KN.m]	es	nature	A_{inf} [cm ²]	A_{sup} [cm ²]	ferraillage	$A_{adopté}$ [cm ²]
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 45	N ^{max} – M ^{corres}	609.54	-2.95	0.48	SPC	7.43	7.81	3HA20	9.42
		N ^{min} – M ^{corres}	-1485.29	12.137	0.81	SEC	0	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	-180.73	72.65	40.19	SPC	2.1	0		
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	40 × 40	N ^{max} – M ^{corres}	233.18	11.10	4.76	SPC	3.17	2.12	3HA16	6.03
		N ^{min} – M ^{corres}	-971.64	14.82	1.52	SEC	0	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	-129.22	70.39	54.47	SPC	3.82	0		
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35 × 35	N ^{max} – M ^{corres}	59.89	1.267	2.11	SPC	0.64	0.85	3HA14	4.62
		N ^{min} – M ^{corres}	-415.67	20.53	4.93	SEC	0	0		
		N ^{corres} – M ^{max}	-68.49	51.36	74.98	SPC	0	3.23		

Résumé de ferrailage

SECTION	Choix d'armatures	Amin(cm ²)	Aadoptée
45X45	8HA20	16.2	25.13
40X40	8HA16	12.8	16.09
35X35	8HA14	9.8	12.31

Vérifications a l'ELU :

a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur maximale de recouvrement $L_R=40 \Phi_L^{\min}$ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique)
- La zone nodale est constituée par nœuds poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres y concourent
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

- h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour tous les étages

-(b_1, h_1): dimensions du poteau.

- h : hauteur de la poutre

- poteaux (**45 × 45**)

1er cas : $h_e=3m$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right\} = \text{Max}(42.5; 45; 45; 60)$$

: $h' = 60\text{cm}$

2eme cas : $h_e=4.59m$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right\} = \text{Max}(69; 45; 45; 60)$$

: $h' = 70\text{cm}$

3eme cas : $h_e=3.06m$

$$h' \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right\} = \text{Max}(43.5; 45; 45; 60)$$

: $h' = 60\text{cm}$

- Poteaux (**40 × 40**)

$h_e=3.06m$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right\} = \text{Max}(44.33; 45; 45; 60)$$

: $h' = 60\text{cm}$

- Poteaux (**35 × 35**)

- $h_e=3.06m$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right\} = \text{Max}(45.16; 45; 45; 60)$$

- : $h' = 60\text{cm}$

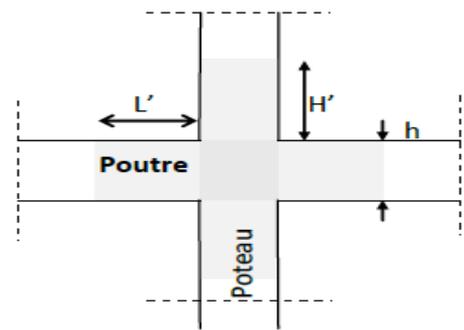


Fig.VI.1.2 : zone nodale dans le poteau.

Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambement, D après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales Φ_t est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins a

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :
 $S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40cm, (a + 10)cm\}$ (BAEL 91 Art 8.1.3)

Avec :

a est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99revisee 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15cm\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\Phi_L^{\min} \text{ en zone courante}$$

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{b_l \times S_t} \text{ en \% .}$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \quad A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b_l$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \longrightarrow \quad A_t^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times b_l$$

Et si $3 < \lambda_g < 5$ \longrightarrow Interpolation entre les valeurs limites du poteau

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad / \quad L_f = 0,7 h_c$$

b_1 ; h_1 : Dimension de la section droite du poteau

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

\emptyset_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	ρ_a
45 × 45	$L_0 = 3 \text{ m}$	4.71	3.75
	$L_0 = 4.59 \text{ m}$	7.21	2.5
	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4.80	3,75
40 × 40	$L_0 = 3,06\text{m}$	5.40	2.5
35 × 35	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6.18	2.5

Tableau VI.1.6 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élançement géométrique du poteau " λ_g ".

a. Espacement des barres

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale** :
 $S_t \leq \min (10 \emptyset_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (16\text{cm}, 15\text{cm})$
 On adopte **$S_t = 10 \text{ cm}$** .
- **En zone courante** :
 $S_t' \leq 15 \emptyset_1^{\min} < 24\text{cm}$
 On adopte **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

poteau	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
45x45	2.025	1.35	4 ϕ 10=3.14	CV	CV
40x40	1.8	1.2	4 ϕ 8=2.01	CV	CV
35x35	1.57	1.05	4 ϕ 8=2.01	CV	CV

Tableau VI.1.7 : Quantité minimale d'armatures transversales.

b. Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

Avec :
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

✓ Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

✓ Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa} \right\} \text{ [Art A.5.1.211/BAEL 91]}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
45×45	118.27	0.62	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
			0.04	1	3.33	
			0,04	1	3,33	Condition vérifiée
40×40	52.92	0.35	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
35×35	49.29	0.44	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.1.8 : Vérification des contraintes tangentielles.

c. Longueur d’ancrage (B.A.E.L.91Article: A.6.1.221)

Longueur de scellement $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32\text{cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38\text{cm}^2$.

- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varnothing$

- Pour les **HA12** :
 $L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ $L_r = 50 \text{ cm}$.
- Pour les **HA14** :
 $L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 60 \text{ cm}$.
- Pour les **HA16** :
 $L_r = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ $L_r = 65 \text{ cm}$.

4. Vérifications a 'ELS

a. Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \cdot b \cdot d$$

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_{\min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	observation
S/SOL, RD, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-139.74	-1.032	2.17	25.13	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-1081.49	-3.951			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-634.89	18.315			
3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-134.87	0.271	1.55	16.09	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-707.96	-16.73			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-246.89	19.85			
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-6.24	2.059	1.08	12.31	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-302.88	-16.33			
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-45.62	23.46			

Tableau VI.1.9 : vérification de la condition de non fragilité.

b. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

ferraillages des poteaux

Poteaux longitudinaux :

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s [m]	h/6	obs	σ_{bs} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	σ_{ss} [MPa]	$\bar{\sigma}_{si}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs
S/sol ,RD ,1et2 étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corr}$	-139.74	-1.032	0.0073	0.075	SEC	5.55	6.5	15	OK	83.7	96.5	348	OK
		$N^{min} - M^{corr}$	-1081.49	-3.951	0.0036	0.075	SEC	4.44	4.85	15	OK	67	72.4		OK
		$N^{corres} - M^{max}$	-634.89	18.315	0.028	0.075	SEC	3.62	1.83	15	OK	52.6	29.3		OK
3 ^{ème} ,4 ^{ème} 5 ^{ème} ,6 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corr}$	-134.87	0.271	0.002	0.067	SEC	0.72	0.88	15	OK	0	11		OK
		$N^{min} - M^{corr}$	-707.96	-16.73	0.023	0.067	SPC	5.03	3.28	15	OK	73.05	33.3		OK
		$N^{corres} - M^{max}$	-246.89	19.85	0.080	0.067	SPC	2.88	0	15	OK	39.9	19.2		OK
7 ^{ème} ,8, 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corr}$	-116.24	2.059	0.32	0.058	SEC	14.2	0	15	OK	-110.5	106.8		OK
		$N^{min} - M^{corr}$	-302.88	-16.33	0.053	0.058	SEC	4.12	0.46	15	OK	57.1	48		OK
		$N^{corr} - M^{max}$	-45.62	23.46	0.514	0.058	SPC	0	10.2	15	OK	55.1	42.5		OK

Tableau VI.1.10 : Vérification des contraintes.

ferrillages des poteaux

Poteau transvasant :

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s [m]	$h/6$	obs	σ_{bs} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	σ_{ss} [MPa]	$\bar{\sigma}_{si}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	obs
S/sol,RD C, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corr}$	-139.74	-2.51	0.017	0.075	SEC	0.45	0.73	15	OK	7.36	10.7	348	OK
		$N^{min} - M^{corr}$	-1081.49	8.694	0.008	0.075	SEC	5.05	4.24	15	OK	74.9	64.4		OK
		$N^{corres} - M^{max}$	-942.72	25.05	0.026	0.075	SEC	5.26	2.83	15	OK	76.4	44.9		OK
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corr}$	-134.87	-0.468	0.0034	0.067	SEC	0.78	0.82	15	OK	11.8	12.3		OK
		$N^{min} - M^{corr}$	-707.96	10.763	0.0151	0.067	SPC	5.23	3.22	15	OK	76.2	50.5		OK
		$N^{corres} - M^{max}$	-195.48	22.62	0.115	0.067	SPC	3.37	0	15	OK	45.2	-15.5		OK
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème} 10 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corr}$	-116.24	0.498	0.0798	0.058	SEC	2.73	5.15	15	OK	61.3	44.6		OK
		$N^{min} - M^{corr}$	-302.88	14.93	0.049	0.058	SEC	4.04	0.6	15	OK	0.56	2.22		OK
		$N^{corr} - M^{max}$	-44.77	20.81	0.464	0.058	SPC	0	8.9	15	OK	-2.26	8.9		OK

5. Schéma de ferrailage des poteaux :

➤ Poteaux (35 × 35) :

- Les armatures longitudinales : 8HA14
 $A_{st} = 12,31\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

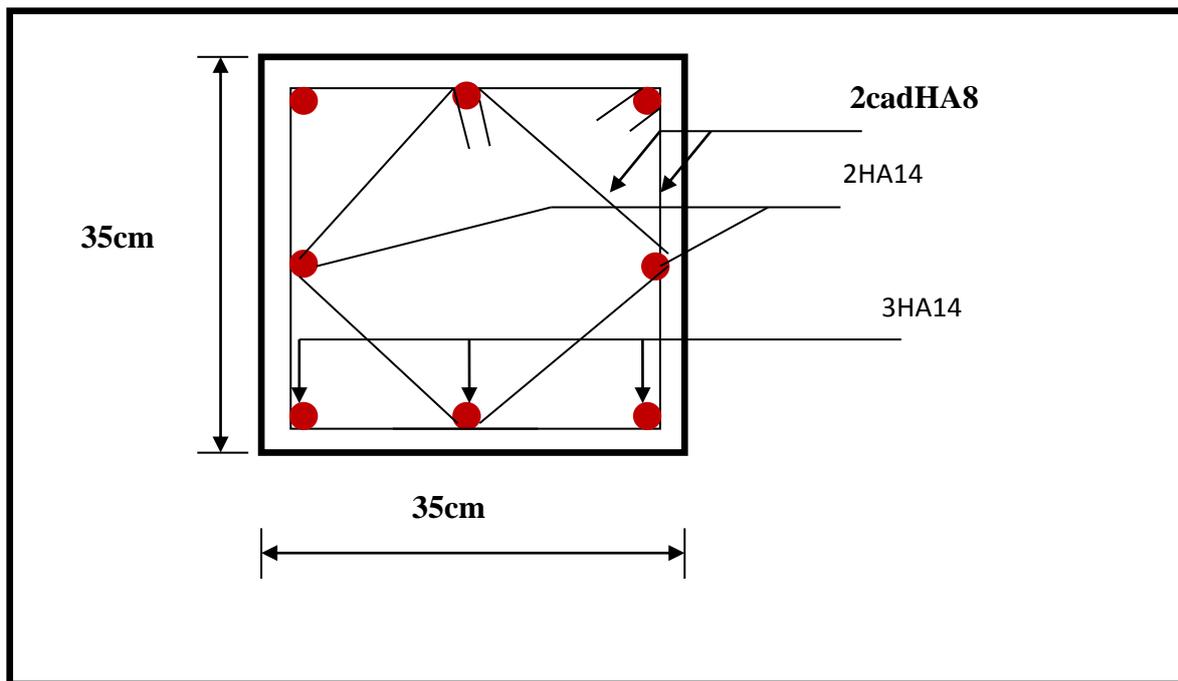


Fig.VI.1.3: Ferrailage Poteau 35 × 35

➤ Poteaux (40 × 40) :

- Les armatures longitudinales : 8HA16
 $A_{st} = 16.09\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

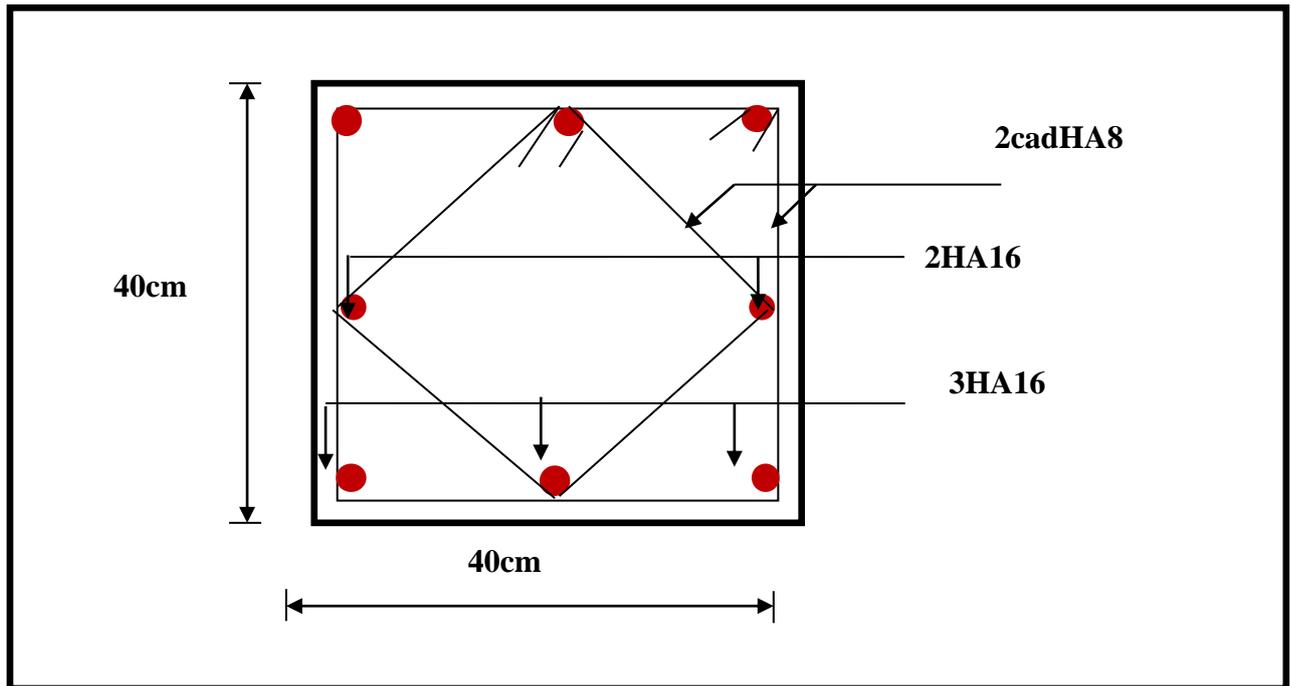


Fig.VI.1.4 : Ferrailage Poteau 40 × 40

➤ Poteaux (45 × 45) :

- Les armatures longitudinales : 4HA20
 $A_{st} = 25.13\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA10
 $A_{st} = 3,14\text{cm}^2$

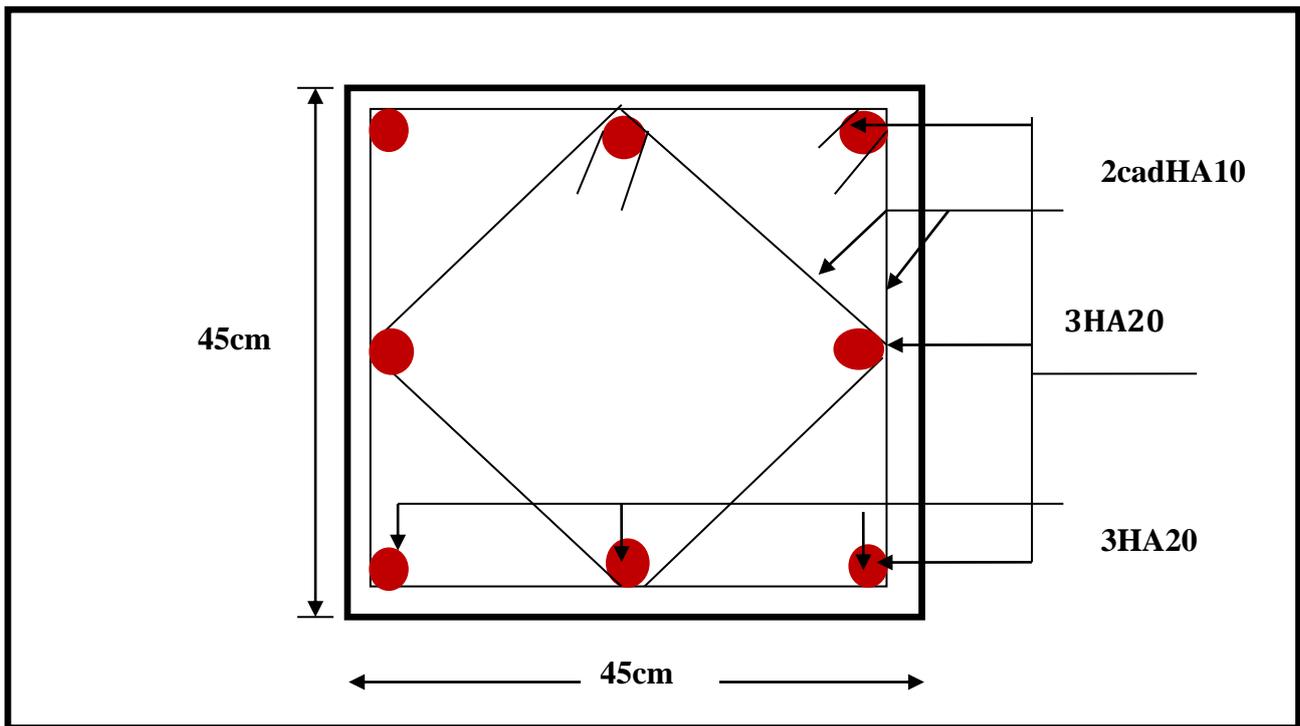


Fig.VI.1.5 : Ferrillage Poteau 45 × 45

FERRAILLAGE DES VOILES

1. Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté me même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : S/SOL,RDC, 1^{er}, 2eme étage
- **Zone II** : 3, 4, ,5,6éme étage
- **Zone III** : 7 ,8 , 9 , 10éme étage

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action a prendre en considération pour le ferraillage des voiles sont :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \longrightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

3. Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tableau VI.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferraillage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

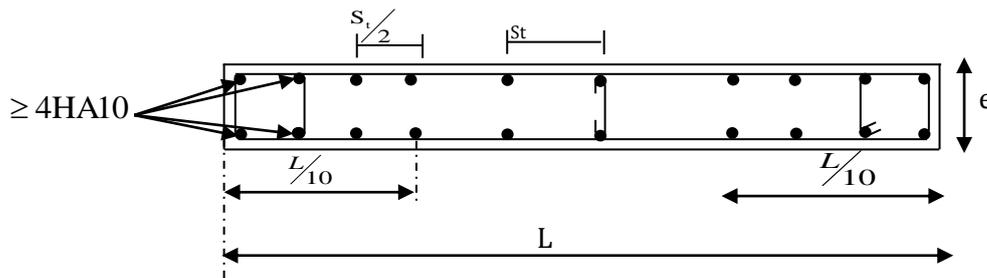


Fig.VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

B. Armatures horizontales

D'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ A_h : 0,15%B globalement dans la section du voile
- ✓ A_h : 0,10%B en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5e & \text{Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diameter maximal :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm.}$$

4. Les vérifications

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

5. Exemple de calcul :

A. Ferrailage des armatures

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversales $L = 3.9m$ sur la zone1. (VL2.Z1)

1) Caractéristiques géométriques :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3.9m \\ e = 20cm \\ B = 0,78m^2 \end{array} \right.$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\begin{array}{l} \checkmark \sigma_{\max} 3298.37 = \text{KN/m}^2 \\ \checkmark \sigma_{\min} = -6046.89 \text{KN/m}^2 \end{array}$$

3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3298.37}{3298.37 + 6046.89} \times 3.9 = \mathbf{1.37m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.9 - 1.37 = \mathbf{2.53m}$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2.71}{2}; \frac{2}{3} \times 1.37\right) = \min(1,35 ; 0,91) = \mathbf{0.91m}$$

Avec :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = 2.71m$$

5) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{6046.89(2.53 - 1.265)}{2.53} = \mathbf{3023.44KN/m^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6046.89 + 3023.44}{2} \times 1.265 \times 0,20 = \mathbf{1147.39KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3023.44}{2} \times 1.265 \times 0,20 = \mathbf{382.46KN}$$

6) Calcul des armatures verticales :

✓ 1^{ère} band .:

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1147.39}{400 \times 10^{-1}} = 28.68cm^2$$

✓ 2^{ème} band :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{382.46}{400 \times 10^{-1}} = 9,56cm^2$$

7) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{750,45 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{28,88cm^2}$$

8) Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\% B\right)$$

$$= \max\left(\frac{1,265 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,265 \times 0,20\right)$$

$$A_{min} = \max(13,28; 5,06) = 5,98 \text{ cm}^2$$

9) Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (28,68) + \left(\frac{28,89}{4}\right) = \mathbf{35,90cm^2/bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (9,56) + \left(\frac{28,89}{4}\right) = \mathbf{16,78cm^2/bande}$

10) Ferrailage adopté :

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 35,9cm^2$	$2 \times 9HA16 = 36,2cm^2$	$S_t = 14cm$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 16,78cm^2$	$2 \times 8HA12 = 18,1cm^2$	$S_t = 15cm$

Tableau VI.3.2 : Ferrailage adopté.

11) Armatures horizontals :

✓ D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{36,2}{4} = \mathbf{9,05cm^2}$

✓ D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 126,5 = \mathbf{3,79cm^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{9,05 cm^2}$.

Soit : 9HA12 = 10,18cm² / 1m de hauteur ; avec $S_h = \mathbf{12 cm}$.

12) Armatures transversals :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **(4HA8)**

B. Les vérifications :

• **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 14\text{cm et } 15\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 12\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_V} = \frac{441.09 \times 10^3}{0,78 \times 10^6 + 15 \times 28.68 \times 10^2} = 0.53\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

✓ Selon le RPA 2003 :(A7.7.2)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 750.45 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3900} = 1.49\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.49\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{750.45 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3900} = 1.06\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 3,26\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.06\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **NOTE**

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

Ferrailage des voiles transversant

ferraillages des voiles

		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.45	2.45	2.45	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m)	0.49	0.49	0.49	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2266.79	2263.11	3658.94	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7802	-5191.7	-5002.71	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	254.66	218.28	129.61	
	L _t (m)	1.9	1.71	1.42	
	L _c (m)	0.55	0.74	1.03	
	d (m)	0.95	0.855	0.71	
	σ_1 [KN/m ²]	3901	2595.85	2501.35	
	N (kN)	N ₁	1111.78	665.83	532.78
		N ₂	370.59	221.94	177.59
	A _v (cm ²)	A _{v1}	27.79	16.64	13.31
		A _{v2}	9.26	5.54	4.43
	A _{vj} (cm ²)		9.80	8.40	4.98
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30.24	20.84	14.55
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.71	9.74	5.67
	A _{min} (cm ²)		9.97	8.97	7.45
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.18	24.62	18.1
Bonde 2		12.3	12.3	9.04	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X8HA16	2X8HA14	2X8HA12
		Bonde 2	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	11	11	11
		Bonde 2	18	18	18
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.85	2.85	2.13
	A _H /nappe (cm ²)		8.04	6.15	4.52
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12	7HA12	5HA12
ep =20cm		A=9.05	A=7.92	A=5.65	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.57	0.49	0.29
		τ_b (MPa)	0.88	0.69	0.41
	ELS	N _s (kN)	709.77	537.57	292.18
σ_b (MPa)		1.43	1.09	0.59	

ferraillages des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.9	3.9	3.9	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0.78	0.78	0.78	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3298.37	1714.01	3282.25	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6046.89	-3648.2	-4305	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	750.45	456.26	206.33	
	L _t (m)	2.53	2.66	2.22	
	L _c (m)	1.37	1.24	1.68	
	d (m)	1.26	1.33	1.11	
	σ_1 [KN/m ²]	3023.44	1824.1	2152.5	
	N (kN)	N ₁	1147.39	727.81	716.78
		N ₂	382.46	242.60	238.92
	A _v (cm ²)	A _{v1}	28.68	18.19	17.91
		A _{v2}	9.56	6.065	5.97
	A _{vj} (cm ²)		28.89	17.56	7.94
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	35.9	22.58	19.89
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	16.78	13.28	7.95
	A _{min} (cm ²)		13.28	13.96	11.55
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36.2	27.7	20.36
Bonde 2		18.1	18.1	18.1	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 9HA16	2 × 9HA14	2 × 9HA12
		Bonde 2	2 × 8HA12	2 × 8HA12	2 × 8HA12
	S _t (cm)	Bonde1	14	14	14
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.79	3.99	3.33
	A _H /nappe (cm ²)		9.05	6.92	5.09
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nap	7HA12/nap	5HA12/nap
	ep =20cm		A=10.18	A=7.92	A=5.65
Armature transversal		4Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.15	0.70	0.31
		τ_b (MPa)	1.62	0.98	0.44
	ELS	N _s (kN)	441.09	322.82	166.59
		σ_b (MPa)	0.53	0.41	0.21

➤ Ferrailage des Voiles longitudinales de 1,6m (VL1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,6	1,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,32	0,32	0,32	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5276.11	1617.66	3237.88	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9559.37	-6010.05	-5071.97	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	690.62	429.94	368.66	
	L _t (m)	1.13	1.26	0,98	
	L _c (m)	0,47	0,34	0,62	
	d (m)	0.565	0,63	0,49	
	σ_1 [KN/m ²]	4779.68	3005.025	2535.98	
	N (kN)	N ₁	810.16	567.94	372.78
		N ₂	270.05	189.31	124.26
	A _v (cm ²)	A _{v1}	20,25	14,19	9,32
		A _{v2}	6,75	4,73	3,11
	A _{vj} (cm ²)		24.17	16.55	14.19
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	26,29	18,32	12,86
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12,79	8,86	6,65
	A _{min} (cm ²)		5.93	4,47	4,99
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	28,14	21,54	15,39
Bonde 2		15,39	11,31	11,31	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 7HA16	2 × 7HA14	2 × 7HA12
		Bonde 2	2 × 5HA14	2 × 5HA12	2 × 5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	8cm	8cm	8cm
		Bonde 2	14cm	14cm	14cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.39	3,78	2.94
	A _H /nappe (cm ²)		7,86	5,03	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	7HA10/nappe	6HA10/nappe
ep =20cm		(A = 7,92cm ²)	(A = 5,50cm ²)	(A = 4,71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2,39	1.49	1,28
		τ_b (MPa)	3,357	2.08	1.79
	ELS	N _s (kN)	312.39	300.47	235,59
σ_b (MPa)		0,858	0,85	0,68	

Tableau VI.3.3: ferrailage des voiles longitudinales de 1,6m (VL1)

➤ Ferrailage des Voiles longitudinales de 1,80m (VL2)

ferraillages des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,80	1,80	1,80	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,36	0,36	0,36	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6007.98	1622.65	925.51	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9496.57	-4054.5	-2207.42	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	528.92	325.67	271.11	
	L_t(m)	1,10	1,28	1,26	
	L_c(m)	0.70	0,52	0,53	
	d (m)	0,55	0,64	0,63	
	σ_1 [KN/m ²]	4748.28	2027.25	1103.71	
	N (kN)	N₁	783.46	389.23	208.60
		N₂	261.15	129.74	69.53
	A_v (cm²)	A_{v1}	19.58	9.73	5.21
		A_{v2}	6.53	3.24	1.74
	A_{vj} (cm²)		20.36	12.54	10.43
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	24.67	12.86	7.82
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	11.62	6.37	4.35
	A_{min} (cm²)		5,97	5,87	5,64
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	28.14	15.84	15.84
Bonde 2		15.38	15.38	15.38	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 7HA16	2 × 7HA12	
		Bonde 2	2 × 5HA14	2 × 5HA12	
	S_t (cm)	Bonde1	09cm	09cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		3,3	3,84	
	A_H /nappe (cm²)		7.85	3.85	
	Choix des barres/nappe (cm²)		7HA14/nappe	6HA12/nappe	
ep =20cm		(A=10,78cm²)	(A=6,79cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.63	1	
		τ_b (MPa)	2,28	1.41	
	ELS	N_s (kN)	514.08	334.39	
σ_b (MPa)		1.26	0.82		

Tableau VI.3.4 : Ferraillage des voiles longitudinales de 1,80m (VL2)

➤ **Ferraillage des Voiles longitudinales de 0.8m (VL3)**

ferraillages des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.8	0.8	0.8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,16	0,16	0,16	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2743.56	1204.89	1819.91	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6950.16	-4852.76	-3231.73	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	524.55	510.2	464.78	
	L_t(m)	0.57	0.64	0.51	
	L_c(m)	0.23	0.16	0.29	
	d (m)	0.28	0.32	0.225	
	σ_1 [KN/m ²]	3961.59	2426.38	1425.76	
	N (kN)	N₁	305.53	232.93	104.80
		N₂	110.92	77.64	32.08
	A_v (cm²)	A_{v1}	7.64	5.82	2.62
		A_{v2}	2.77	1.94	0.802
	A_{vj} (cm²)		20.19	19.64	17.89
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	12.68	10.73	7.09
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	7.82	6.85	5.27
	A_{min} (cm²)				
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	15.38	12.3	9.04
Bonde 2		12.3	9.04	9.04	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 4HA16	2 × 4HA14	2 × 4HA12
		Bonde 2	2 × 4HA14	2 × 4HA12	2 × 4HA12
	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		1.68	1.92	1.35
	A_H /nappe (cm²)		3.85	3.07	2.26
	Choix des barres/nappe (cm²)		4HA14/nappe	4HA12/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=6.15cm²)	(A=4.52cm²)	(A=3.14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	4.09	3.98	3.63
		τ_b (MPa)	5.74	5.58	3.63
	ELS	N_s (kN)	627.09	398.69	82.27
"		3.42	0,40	0,28	

Tableau VI.3.5 : Ferraillage des voiles longitudinales de 0.8m (VL3)

FERRAILLAGE DES POUTRES

1. Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G+Q\pm E$ RPA 2003
- $0.8G\pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G+Q$ à l'ELS

2. Recommandation et exigence de l'RPA

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$, en toute section.

- **Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$; \longrightarrow En zone courante.

$A_{\max} = 6\% (b \times h)$; \longrightarrow En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\%(b \times h),$	Zone courante. $A_{\max} = 4\%(b \times h)$	one de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$
Poutre principale (30 × 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 35)	5.25	42	63

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

- La longueur de recouvrement est de : $40\emptyset$ (en zone III)
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

$t \leq \text{Min} (10\emptyset, 15\text{cm})$ en zone I et II

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

$t' \leq 15 \emptyset$ en zone I et II

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Calcul des armatures a l'ELU :

A. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ cas durable} \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.2.2 les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

➤ **Etapas de calcul**

Le moment réduit limite « μ_1 » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_1 » deux cas se présente a nous :

✓ 1^{ere} cas : $\mu \leq \mu_1 \longrightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow A_{sc}=0$

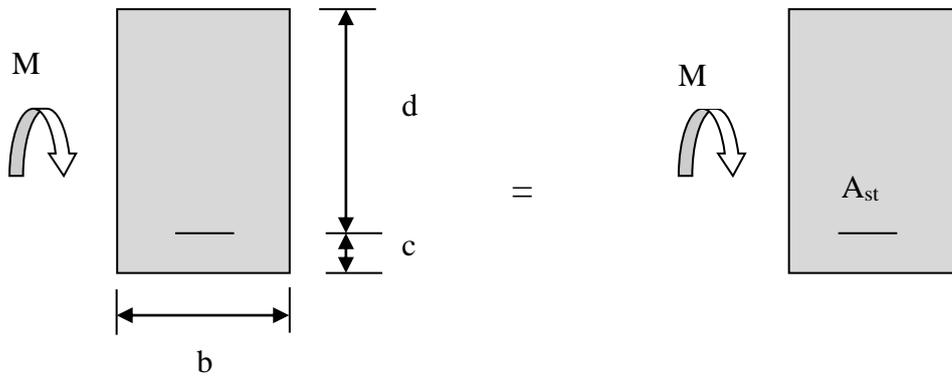


Fig.VI.2.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15$$

✓ 2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l \longrightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

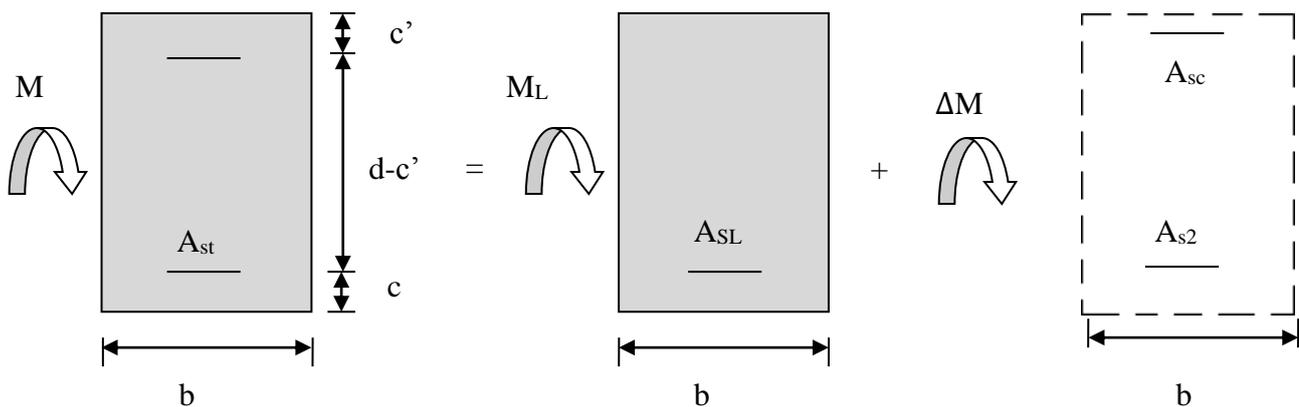


Fig.VI.2.2 : Disposition des armatures S.D.A

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

❖ **Remarque**

Pour des raisons de mise en oeuvre et pour faciliter le ferraillage le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Ferraillages des poutres

• **Poutres principale (30 × 40):**

✓ En travées :

Exemple de calcul :

Le plus grand valeur du moment en travée est de 41.756 KN,m obtenu au 11^{ème} étage en situation courant

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.756 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.20} = 0,072$$

$$\mu = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A) ; } A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,072 \longrightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{41.756 \times 10^3}{0,963 \times 37 \times 348} = 3.37 \text{ cm}^2$$

niveau	Combinaison	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	Ferraillage Choisi (inferieur)	A_s adoptée (cm ²)
11	ELU	41.756	3.37	3HA14	4.62
10	ELU	34.235	2.75	3HA14	4.62
9	ELU	35.948	2.93	3HA14	4.62
8	ELU	35.839	2.92	3HA14	4.62
7	ELU	35.069	2,80	3HA14	4.62
6	ELU	34.449	2,75	3HA14	4.62
5	ELU	34.542	2,76	3HA14	4.62
4	ELU	34.592	2,76	3HA14	4.62
3	ELU	33.997	2,71	3HA14	4.62
2	ELU	33.464	2.67	3HA14	4.62
RDC	ELU	33.971	2.71	3HA14	4.62
S/sol	ELU	39.15	3,14	3HA14	4.62

✓ Aux appuis :

Le plus grand valeur du moment en travée est de 88.906 KN,m obtenu au 4^{ème} étage en situation courant

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.906 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18,48} = 0,120$$

$$\mu = 0,120 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée (S.S.A) ; } A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,120 \rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{88.906 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 400} = 6.41 \text{ cm}^2$$

ferraillages des poutres

niveau	Combinaison	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	Ferraillage Choisi (inferieur)	A_s adoptée (cm ²)
11	G+Q±E	46.93	3,25	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
10	G+Q±E	73.679	5.17	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
9	G+Q±E	66.199	4.63	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
8	G+Q±E	75.097	5,28	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
7	G+Q±E	81.025	5.71	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
6	G+Q±E	85.689	6,06	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
5	G+Q±E	88.795	6.29	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
4	G+Q±E	88.906	6.41	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
3	G+Q±E	85.316	6.03	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
2	G+Q±E	76.225	5.36	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
RDC	G+Q±E	81.718	5.76	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				
S/sol	G+Q±E	36.415	2.51	3HA14+3HA12	8.01
	0.8G±E				

La section total en appuis est :

$$A_{\text{Stotale}} = 2HA14 + 6HA14 = 12.31\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.00\text{cm}^2$$

ferraillages des poutres

niveau	Combinaison	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	Ferraillage Choisi (inferieur)	A_s adoptée (cm ²)
11	ELU	32.63	3.05	3HA12	3.39
10	ELU	30.664	2.86	3HA12	3.39
9	ELU	33.307	3.17	3HA12	3.39
8	ELU	30.653	2.91	3HA12	3.39
7	ELU	28.736	2.72	3HA12	3.39
6	ELU	29.535	2.80	3HA12	3.39
5	ELU	26.457	2.5	3HA12	3.39
4	ELU	22.845	2.15	3HA12	3.39
3	ELU	28.158	2.66	3HA12	3.39
2	ELU	27.175	2,57	3HA12	3.39
RDC	ELU	22.459	2,11	3HA12	3.39
S/sol	ELU	14.329	1,33	3HA12	3.39

• **Poutres secondaires (35 × 30):**

✓ Aux appuis :

niveau	Combinaison	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	Ferraillage Choisi (inferieur)	A_s adoptée (cm ²)
11	G+Q±E	43.265	4.11	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
10	G+Q±E	54.915	4.49	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
9	G+Q±E	62.04	5.10	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
8	G+Q±E	67.7	5.60	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
7	G+Q±E	74.662	5.71	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
6	G+Q±E	78.08	5.62	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
5	G+Q±E	79.136	5.65	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				

ferraillages des poutres

4	G+Q±E	77.933	5.31	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
3	G+Q±E	78.054	5.72	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
2	G+Q±E	69.804	5.78	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
RDC	G+Q±E	59.699	4.90	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				
S/sol	G+Q±E	57.821	5.61	3HA12+2HA12	5.65
	0.8G±E				

La section totale en appuis est :

$$A_{\text{Stotale}} = 3HA12 + 5HA12 = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6.00 \text{ cm}^2$$

B. Calcul des armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de S_t [cm]			$A_t=0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [10;16.8;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad} = 2,01$
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,35	4HA8
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$	Min [7,5;14.4;30]	$S_t = 10$	0,9	$A_{ad} = 2,01$
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,35	4HA8

Tableau VI.2.5 Les quantités et les espacements des armatures transversales

4. Vérifications a l'ELU :

1 Condition de non fragilité (Art 4.2.1 BAEL / version 2003):

La section minimale des Armatures longitudinales est

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e}$$

Poutre principales :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} > A_{min} \rightarrow$ la condition est vérifiée

a) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min\left(0,2 \frac{25}{1,5}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

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

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans les tableaux suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	observation
Poutres Principales	136.74	30	37	1.23	3,33	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	147.84	30	32	1.54		Condition vérifiée

Tableau VI.2.7: Vérification au cisaillement.

b) Influence de l'effort tranchant :

✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant T_u^{\max} [KN]	B [cm]	D [cm]	γ_b	f_{c28} [MPa]	\bar{T}_u [MPa]	observation
Poutres Principales	136.74	30	37	1,5	25	666	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	147.84	30	32			576	Condition vérifiée

Tableau VI.2.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\frac{1,15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Et si $\left[T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \longrightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	D [m]	$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d}$	observation
Poutres Principales	136.74	54.989	0,37	-28.39	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	147.84	46.80	0,32	-14.66	Condition vérifiée

Tableau VI.2.9: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

❖ **Remarque**

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

**c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres
BAEL [Art A.6.1.3] :**

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

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

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les aciers **HA**

Et

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

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

✓ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (6 \times 3,14 \times 1,2) = 35,80 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{136,74 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 358} = 1,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (4 \times 3,14 \times 1,2) + (3 \times 3,14 \times 1,4) = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{147,84 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 282,6} = 1,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$\text{Longueur de scellement } L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

- Pour les **HA12**: $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33\text{cm}^2$.
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38\text{cm}^2$.

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 0,4 l_s$

- Pour les **HA14** :
 $L_s = 19,75\text{cm}$
- Pour les **HA12** :
 $L_s = 16,92\text{cm}$

5. Vérifications a l'ELS

1) Condition de non fragilité du Béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{\min}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{\min} \geq \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		A _{st}	A _{min}	Vérifications
Poutre principale	En travée	9.14	1,34	Condition vérifiée
	En appuis	13.85		Condition vérifiée
Poutre secondaire	En travée	9.14	0,98	Condition vérifiée
	Appuis	12.26		Condition vérifiée

Tableau VI.2.10: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3) Vérification des contraintes :

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l'ELS. On aura les valeurs de K₁ et β₁

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant :

ferraillages des poutres

		Moment à l'ELS [KN.M]	A_{st} [cm ²]	b	d	ρ	β_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K_1	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	48.84	4.62	30	37	0.42	0,901	317.11	348	CV	35.50	8.93	15	CV
	Appuis	74.07	9.23			0.831	0,870	249.29		CV	23.46	10.62		CV
Poutres secondaires	Travées	33.99	4.52	30	32	0.471	0,896	262.27		CV	33.08	7,92		CV
	Appuis	76.29	8.01			0.834	0,862	345.28		CV	23.46	14.71		CV

Tableau VI.2.12: Vérifications des contraintes à L'ELS.

❖ **Remarque**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées

6. Schéma de ferrailage des poutres:

➤ **Poutres secondaire (35 × 30):**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8

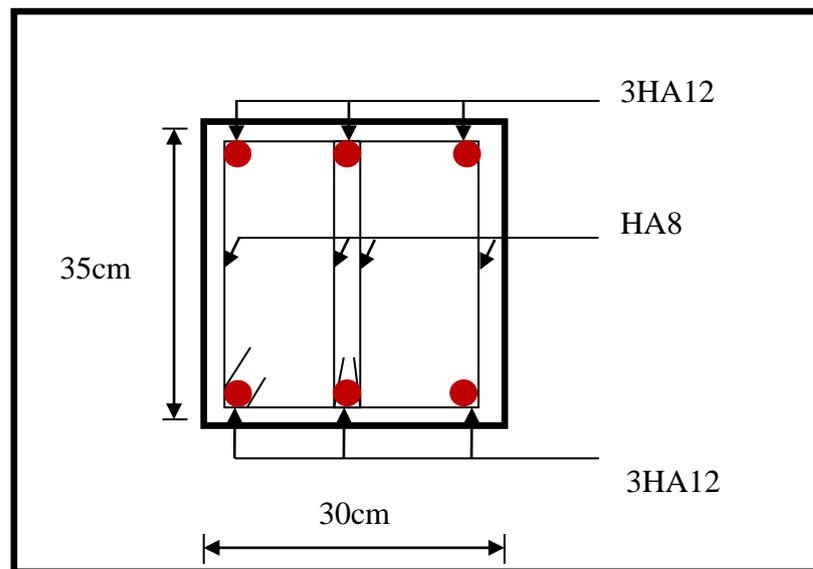


Fig.VI.2.3: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 2HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

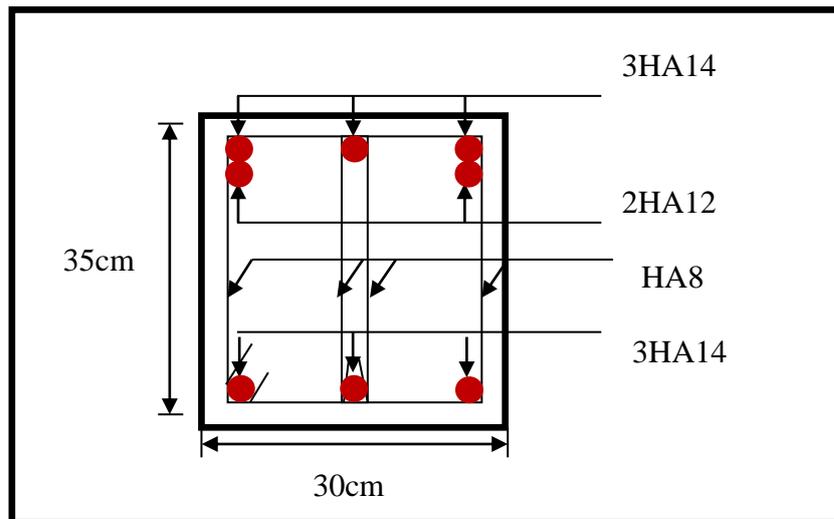


Fig.VI.2.4: Ferraillage sur appuis d'une poutre secondaire.

➤ **Poutres principales (40 × 30) :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8

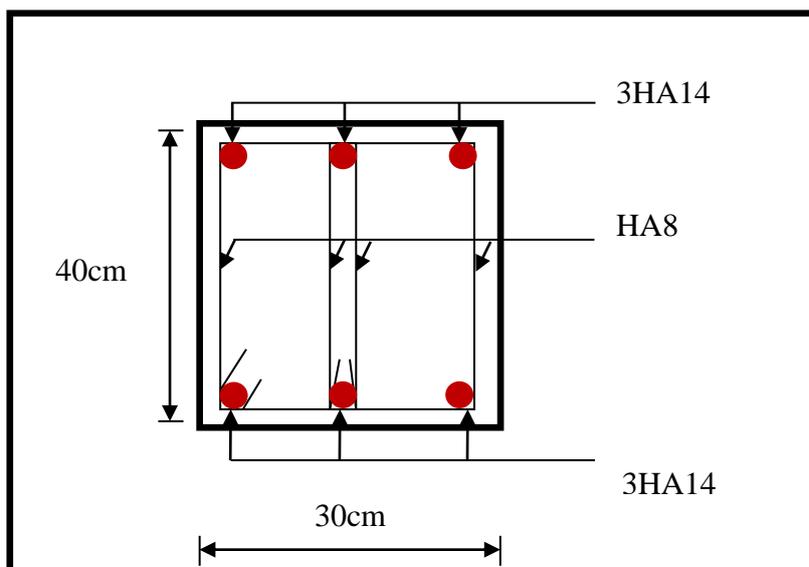


Fig.VI.2.5 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8

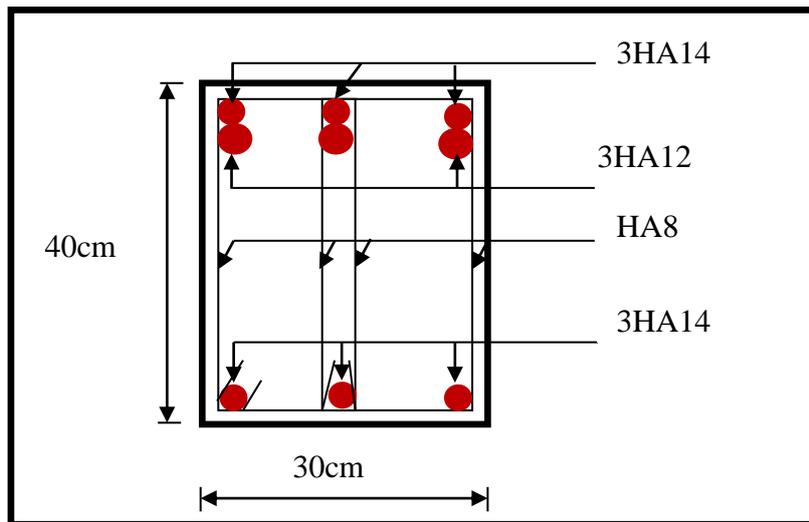


Fig.VI.2.6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8

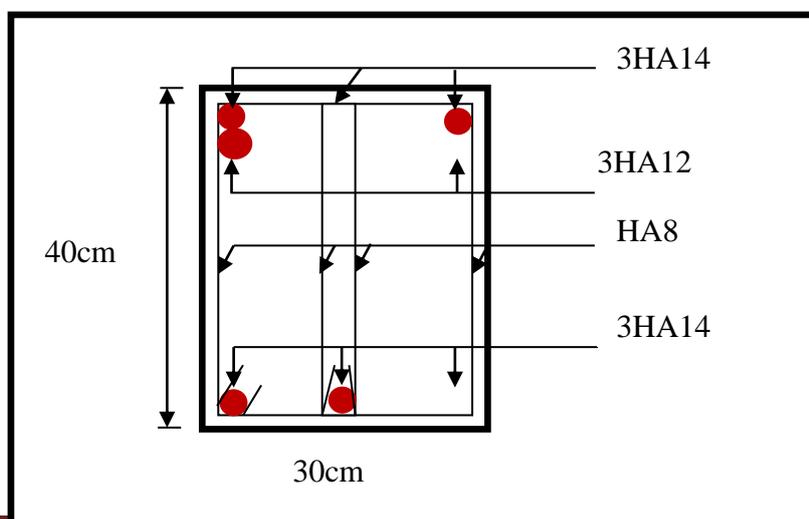




Fig.VI.2.6 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

Etude du voile périphérique**1) Introduction :**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

2) pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour épaisseur de 20 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 3 + 1.5 \times 10) = 48.38 \text{ KN/m}^2$$

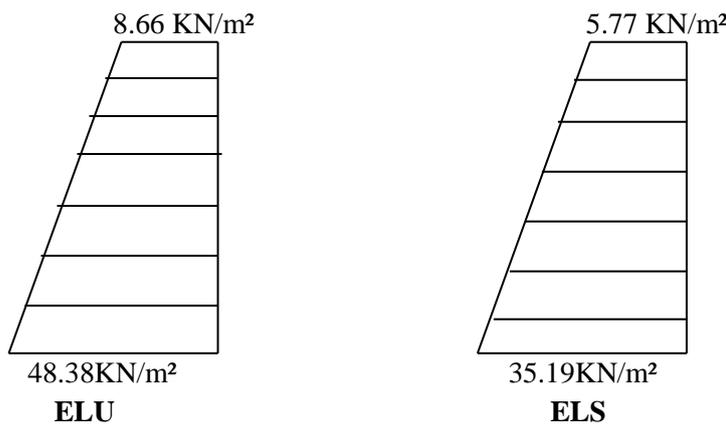
ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 3) = 35.19 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 48.38 + 8.66}{4} = 38.45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35.19 + 5.77}{4} = 27.83 \text{ KN/ml}$$

3) Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

Identification des panneaux :

$$l_x = 3 \text{ m}$$

$$l_y = 3.9 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{3.9} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0610 \times 38.45 \times 3^2 = 21.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.525 \times 21.10 = 11.07 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 21.1 = 10.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 21.1 = 15.82 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 11.07 = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 11.07 = 8.30 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{0x} = 0.0610 \times 27.83 \times 3^2 = 15.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.525 \times 15.27 = 8.016 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 11.45 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 4.008 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 6.012 \text{ KN.m}$$

Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	μ ₁	section	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
Xx	Appuis	10.55	0.025	0.392	SSA	0.9875	1.85	1.5	4HA12 =4.52	12
	Travée	15.82	0.038	0.392	SSA	0.981	2.72	1.5	4HA10 =3.14	12
Yy	Appuis	5.53	0.0134	0.392	SSA	0.993	0.47	1.5	4HA12 =4.52	12
	travée	8.3	0.020	0.392	SSA	0.990	0.14	1.5	4HA10 =3.14	12

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

1. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

4) vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	10.55	7.63	1.38	0.079	0.63	vérifiée
	Travée	15.82	11.45	1.38	0.118	0.63	vérifiée
YY	appui	5.53	4.008	1.38	0.050	0.63	vérifiée
	travée	8.3	6.012	1.38	0.075	0.63	vérifiée

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

2. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

3. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

4. Fondation

1) Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

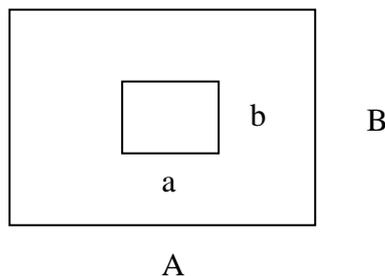


Fig.VII. 1 homothétie les figures

❖ Exemple

$$N_{ser} = 1485.29\text{KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = \frac{200\text{KN}}{\text{m}^2} \quad A = B = 2,72\text{m}$$

❖ Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2) Semelles filantes

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :
Sens x-x (longitudinale)

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
1	648.36	1.6	2.02	3.232
2	706.10	1.6	2.20	3.52
3	660.49	1.6	2.06	3.296
4	665.13	1.6	2.07	3.312
5	360.19	1.6	1.125	1.8
6	355.91	1.6	1.11	1.776
7	621.20	1.8	1.72	3.096
8	626.58	1.8	1.74	3.132
9	330.41	0.8	2.06	1.648
10	337.60	0.8	2.11	1.688
Totale=				26.5

Sens y-y(transversale)

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
1	906.17	3.9	1.16	4.52
2	891.03	3.9	1.14	4.44
3	806.37	2.45	1.64	4.03
4	785.33	2.45	1.60	3.92
5	636.47	2.45	1.29	3.67
6	741.04	2.45	1.51	3.69
Totale =				16.66

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 43.16$

b. Dimensionnement des semelles continues sous poteaux :

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité:

La longueur totale de la semelle est de **26.6m**.

- **Détermination de la largeur “B” :**

Les différentes sollicitations revenants à chaque point d'appuis ainsi que les longueurs par rapport au point “1” sont résumées dans le tableau suivant :

poteaux	N _{ser}	M _i	L _i	N _{ser} × L _i
C2	811.15	-0.664	0	0
C10	934.62	-0.0188	4.3	4018.86
C14	866.17	-1.226	7.3	6323.04
C18	780.46	-1.307	10.3	8038.73
C26	953.18	-1.205	13.3	12677.29
C34	781.76	-1.372	16.3	12742.68
C38	874.72	-1.168	19.3	16882.09
C42	836.03	0.359	22.3	18643.46
C50	732.81	-0.500	26.6	19492.74
somme	7570.9	-7.10		98818.89

Tableau VII.2 : Résultante des charges sous poteaux.

- **Calcul du centre de pression «par rapport au point d'appuis 1» :**

$$C_p = \frac{\sum M_s/1}{\sum N_s} = \frac{\sum N_i \times L_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$C_p = \frac{98818.89 - 7.10}{7570.9} = 13.05\text{m}$$

- **Calcul de l'excentricité “e_s” :**

$$e_s = |C_G - C_p| = |13.3 - 13.05| = 0,25\text{m} \quad \text{Où} \quad G = \frac{L_t}{2} = \frac{26.6}{2} = 13.3\text{m}$$

$$\frac{L_t}{6} = \frac{26.6}{6} = 4.43\text{m}$$

$$e_s < \frac{L_t}{6} \quad \text{Répartition trapézoïdale des contraintes.}$$

- **Calcul de $\sigma_{(3/4)}$:**

$$\sigma_{(3/4)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right) \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad \text{ce que donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right)$$

$$B \geq \frac{7570.9}{200 \times 26.6} \left(1 + \frac{3 \times 0,25}{26.6} \right) = 1,4\text{m}$$

On adopte une largeur **B = 1,4m**.

On aura donc, $S_p = 1.4 \times 26.6 = 37.24$

Surface totale (filantes + voiles) :

$$S_s = n \times S_{\text{sous poteaux}} + S_{\text{sous voiles}} = 9 \times 37.24 + 43.16 = 378.32\text{m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_t = 379.32\text{m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{378.32}{379.32} = 99.73\%$$

La surface totale des semelles représente 99% de la surface de bâtiment

❖ **conclusion**

La surface totale des semelles représente 99% de la surface totale du bâtiment ($S_s > 50\% S_t$), ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

1. Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

Rigide en sous plan horizontale

Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).

Facilité de coffrage.

Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

Pré-dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

Selon la condition forfaitaire

Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : Portée maximale

$$L_{\max} = 4,5 \text{ m} \quad 56.25 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$

La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 30 \text{ cm}$

La nervure :

La hauteur de la nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

On prend **$h_n = 60 \text{ cm}$**

Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 4,80$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,5}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,9\text{m} = 90\text{cm}$$

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend : **$b_n = 50\text{cm}$**

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Dalle :

Épaisseur $h = 30\text{cm}$

Nervure:

Hauteur $h = 90\text{cm}$

Largueur $b = 50\text{cm}$

Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : $G = 44021,59\text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 6603,75\text{ KN}$

Combinaisons d'actions :**ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 69334.77 \text{ KN}$$

ELS:

$$N_{s1} = G + Q = 50628.34 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

ELU:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{69334.77}{1,33 \times 200} = 260.66\text{m}^2$$

ELS:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{50628.34}{1,33 \times 200} = 190.33\text{m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 379.32\text{m}^2 > \text{Max}(S_1 \text{ "ELU"; } S_2 \text{ "ELS"}) = 260.66\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$\longrightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 379.32 + 0,5 \times 2 \times (10.95 + 26.6) = 416.87\text{m}^2$$

Détermination des efforts à la base du radier :

Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$= (416.87 \times 0,4) \times 25 = 4168.7\text{KN}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 4168.7\text{KN}}$$

Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,50 \times (1 - 0,40) \times ((26.60 \times 9))] \times 25 = 1795.5\text{KN}$$

$$P_n = 1795,5\text{KN.}$$

Poids de T.V.O:

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}]$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (26,6 \times 0,50 \times 9) = 119,7\text{m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(416,87 - 119,7) \times (1 - 0,4)] \times 20 = 3566,04\text{KN.}$$

$$P_{T.V.O} = 3566,04\text{KN}$$

Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = S_{rad} \times ep \times \rho_b$$

$$= 416,87 \times 0,1 \times 25 = 1042,175\text{KN. (ep = 10cm).}$$

$$P_{df} = 1042,175\text{KN.}$$

Poids totale du radier:

$$G_{rad} = 4168,7 + 3566,04 + 1795,5 + 1042,175 = 10572,415\text{KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 44021,59 + 10572,415 = 54594,005\text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 6603,75 + (3,5 \times 416,87) = 8062,795\text{KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 54594,005 + 1,5 \times 8062,795 = 85796,09\text{KN}$$

$$N_s = 54594,005 + 8062,795 = 62656,8\text{KN}$$

Vérifications

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut que } : \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{ou} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$\text{Avec : } b = 100\text{cm;}$$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36\text{cm,}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{85796,09 \times 1}{416,87} \times \frac{4,5}{2} = 463,07\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{463.07}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,28MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = \min\{2,5MPa; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 1,28MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la stabilité du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{26.6}{2} = 13.3m; \quad Y_G = \frac{14.7}{2} = 7.35m;$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 23055.84m^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 7041.29m^4;$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) du aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

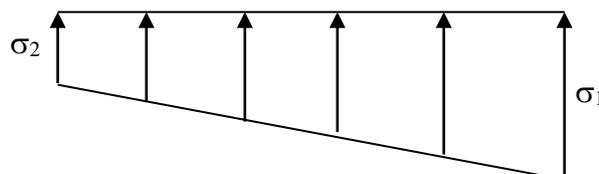


Fig.VII. 2 Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_{X-X} = 61965.586 + (2301.1 \times 1) = 64266.68 \text{KN.m}$$

$$M_{Y-Y} = 59410.752 + (2381.17 \times 1) = 61791.92 \text{KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \times V = \frac{85796.09}{416.87} \pm \frac{64266.68}{7041.29} \times 13.3$$

$$\sigma_1 = 327.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 84.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 266.50 \text{KN/m}^2 < 2 \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \times V = \frac{62656.8}{416.87} \pm \frac{64266.68}{7041.29} \times 13.3$$

$$\sigma_1 = 139.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 103.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 130.48 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times V = \frac{85796.09}{416.87} \pm \frac{61791.92}{23055.84} \times 7.35$$

$$\sigma_1 = 225.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 186.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 215.65 \text{ KN/m}^2 < 2 \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times V = \frac{62656.8}{416.87} \pm \frac{61791.92}{23055.84} \times 7.35$$

$$\sigma_1 = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 130.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 160.15 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

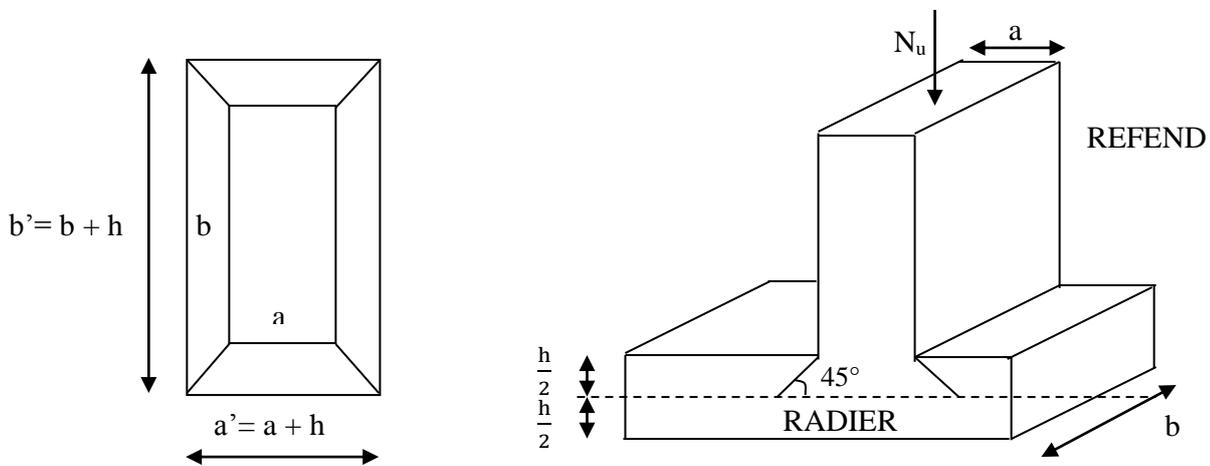


Fig. VII.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350\text{KN}$$

$$N_u = 2030.31 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4350 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 3000.52 \text{ KN}, \quad e = 20\text{cm}, \quad b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$$N_u = 3000.52 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4800 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Étude de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

▪ **Panneaux encastres sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0X} = \mu_X q_u L_X^2$

✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0Y} = \mu_Y M_{0X}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

❖ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.00}{3.90} = 0.76 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 313.75 - \frac{10572.415}{416.87} = 288.38 \text{KN/m}^2$$

✓ **A l'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 191.65 - \frac{10572.415}{416.87} = 166.28 \text{KN/m}^2$$

a. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = 0,0610 \times 288.38 \times 3^2 = 158.32 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,525 \times 158.32 = 83.12 \text{KN.m}$$

❖ **Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5 M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée

2) Ferrailage

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 158.32$$

$$M_{ua} = 79.16\text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 158.32$$

$$M_{ut} = 118.74\text{KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{118.74 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,062$$

$$\mu_u = 0,062 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,062 \longrightarrow \beta_1 = 0,968$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{118,74 \times 10^3}{0,968 \times 37 \times 348} = 9.52\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA14/ml** = $9,23\text{cm}^2$ avec un espacement de **20 [cm]**

✓ **Aux appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79.16 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_u = 0,040 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,040 \longrightarrow \beta_1 = 0,980$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{79.16 \times 10^3}{0,980 \times 37 \times 348} = 6.27 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA14/ml** = 9,23 cm² avec un espacement de **20 [cm]**

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 83.12$$

$$M_{ua} = 41.56 \text{KN.m}$$

✓ **En travée :**

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 83.12$$

$$M_{ut} = 62.34 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{62.34 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,032$$

$$\mu_u = 0,032 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,032 \longrightarrow \beta_1 = 0,984$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{62.34 \times 10^3}{0,984 \times 37 \times 348} = 4.92 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6.78cm² avec un espacement de **25 [cm]**

✓ **Aux appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre inférieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{41.56 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu_u = 0,021 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,021 \longrightarrow \beta_1 = 0,990$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{41.56 \times 10^3}{0,990 \times 37 \times 348} = 3.26 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6.78cm² avec un espacement de **25 [cm]**

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

b. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4.46\text{cm}^2$$

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	ELU	9.23	4.46	Condition Vérifiée
		6.78		Condition Vérifiée
y-y	ELS	5,65	4.46	Condition Vérifiée
		5.65		Condition Vérifiée

Tableau VII.3 : vérification de la section minimale

➤ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Calcul à l'ELS

1) Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_x = 0,061 \times 166,28 \times 3^2 = 91,28\text{KN.m}$$

$$M_y = 0,525 \times 91,28 = 47,92\text{KN.m}$$

Le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{sa} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 91,28$$

$$M_{sa} = 45,64 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 91,28$$

$$M_{ut} = 68,46 \text{KN.m}$$

Le sens y-y:

Moments aux appuis

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 47,92$$

$$M_{ua} = 23,96 \text{KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 47,92$$

$$M_{ut} = 35,94 \text{KN.m}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

α : Position de l'axe neutre.

Sens de la petite portée (X-X):

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{79.16}{45.64} = 1,73$$

$$\mu = 0,062 \longrightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{1,73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,615 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{118,74}{68,46} = 1,73$$

$$\mu = 0,040 \longrightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,615 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens de la grande portée (Y-Y):

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{41,56}{23,96} = 1,73$$

$$\mu = 0,032 \longrightarrow \alpha = 0,0406$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{1,73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,615 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{62,34}{35,94} = 1,73$$

$$\mu = 0,021 \longrightarrow \alpha = 0,0265$$

$$\alpha = 0,0265 < \frac{1,73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,615 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

5. Étude du débord

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

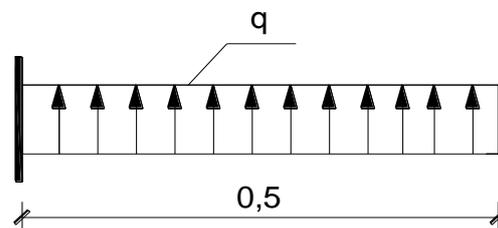


Fig. VII.4 Schéma statique du débord

a. Sollicitations de calcul :

✓ ELU :

$$q_{um} = 288.38 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_{um} L^2}{2} = \frac{288.38 \times 0,50^2}{2} = 36.04 \text{ KN.m}$$

✓ ELS :

$$q_{sm} = 166.28 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_{sm} L^2}{2} = \frac{166.28 \times 0,50^2}{2} = 20.78 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des armatures :

1) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36.04 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,018 \longrightarrow \beta_1 = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{36.04 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

2) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25cm**

c. Vérifications à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{36.04}{20.78} = 1,73$$

$$\mu = 0,018 \longrightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{1,73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,615 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \longrightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

Étude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

✓ **Charge trapézoïdale :**

- Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant $I_t = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant $I_t = I_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

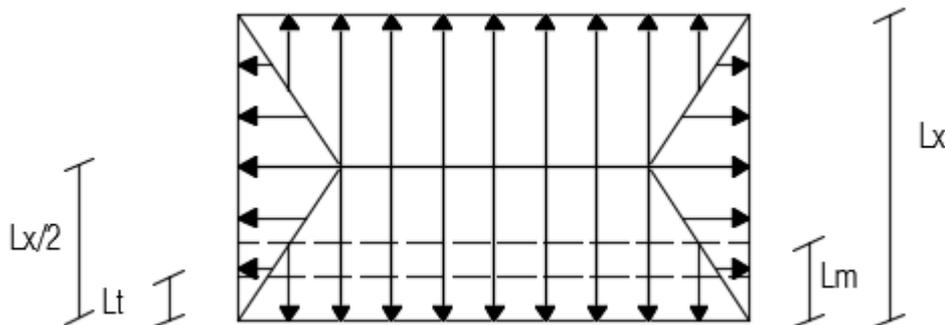


Fig.VII.5 : Représentation des charges trapézoïdales

- Le Chargement simplifié

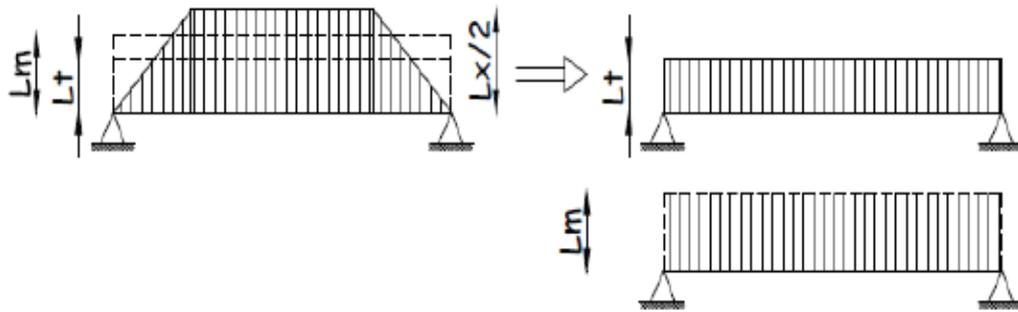


Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié

- ✓ Charge triangulaire :

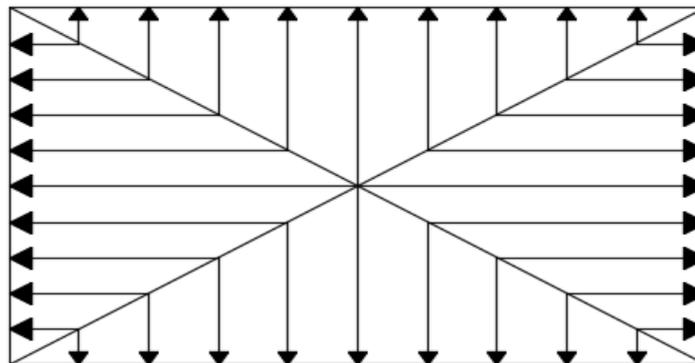


Figure VII.7 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $I_m = 0,333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0,25 \times I_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

- Pour les efforts tranchant

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :

✓ **ELU:**

$$\begin{aligned} q_u &= \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \\ &= \left(313.75 - \frac{10572.415}{260.66} - \frac{1795.5}{119.7} \right) \\ q_u &= 258.19 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

✓ **ELS:**

$$\begin{aligned} q_s &= \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \\ &= \left(130.48 - \frac{10572.415}{190.33} - \frac{1795.5}{119.7} \right) \\ q_s &= 59,94 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Charges à considérer :

Sens transversal : (3fils)

$$Q_{mu} = q_u \times L_m = 258.19 \times 1.29 = 333.065 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ms} = q_s \times L_m = 59.94 \times 1.29 = 77.32$$

$$Q_{tu} = q_u \times L_t = 258.19 \times 0.97 = 250.44$$

Sens longitudinale : (7fils)

$$Q_{mu} = q_u \times L_m = 258.19 \times 1.49 = 384.70$$

$$Q_{ms} = q_s \times L_m = 59.94 \times 1.49 = 98.31$$

$$Q_{tu} = q_u \times L_t = 258.19 \times 1.125 = 290.46$$

d) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens transversal

✓ ELU

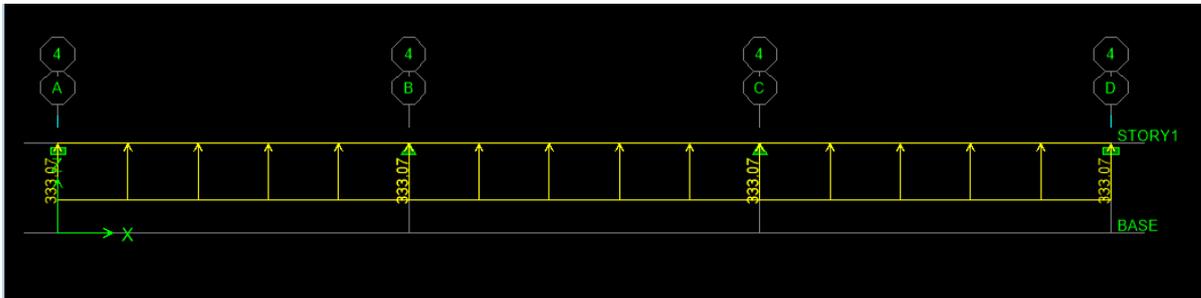


Fig.VII.8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

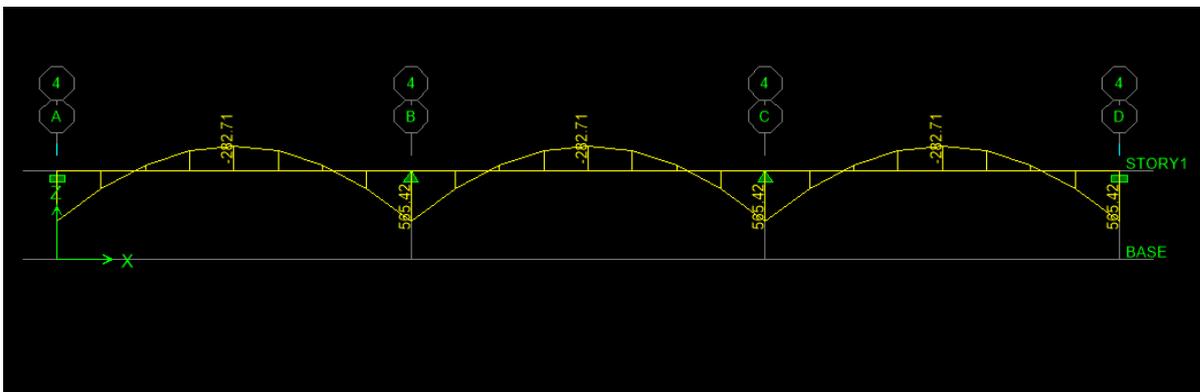


Fig.VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

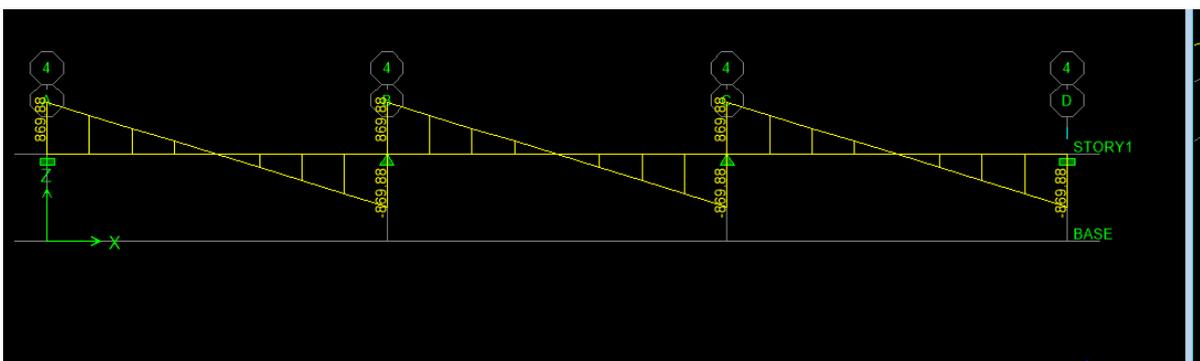


Fig.VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

ELS

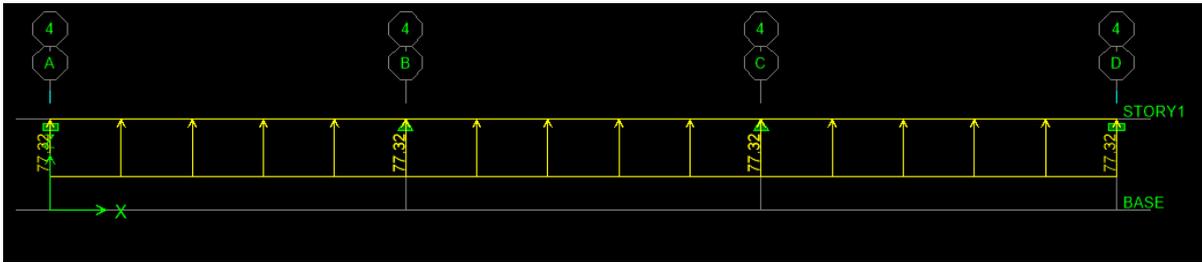


Fig.VII.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

Fig.VII.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

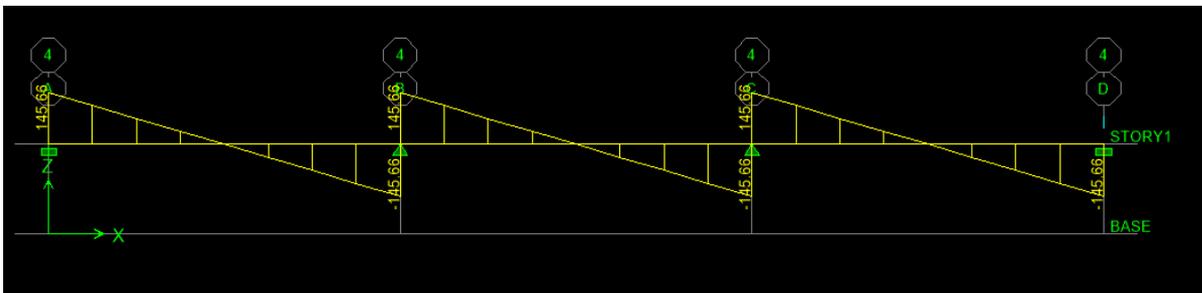


Fig.VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ Sens longitudinale

✓ ELU

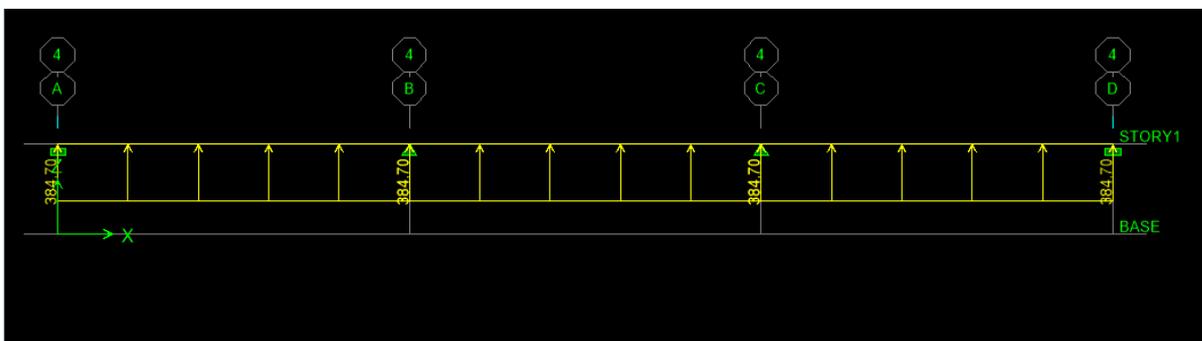


Fig.VII.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

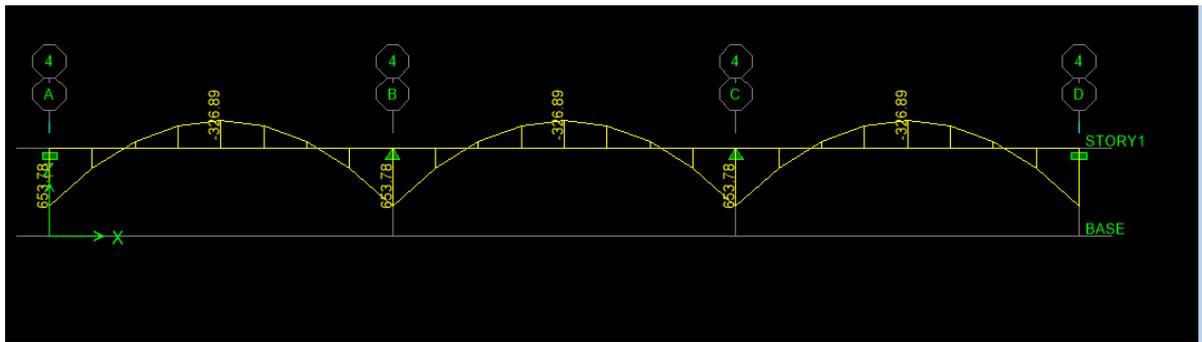


Fig.VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

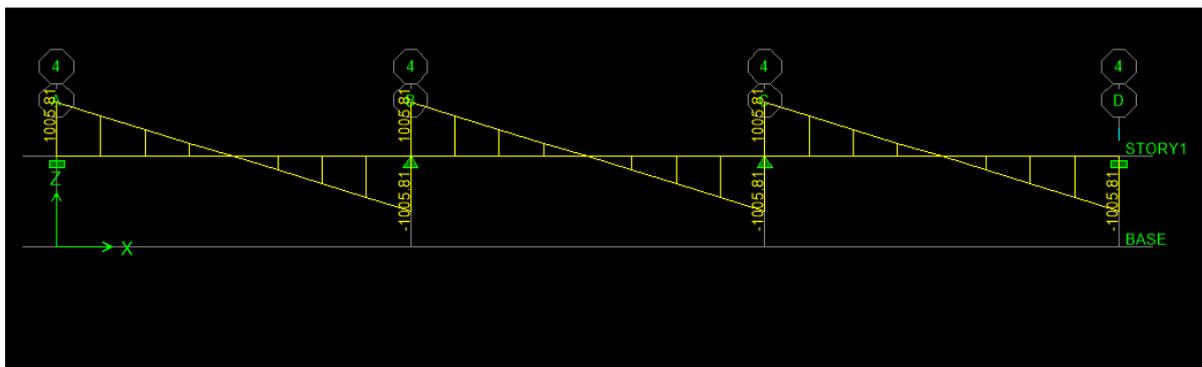


Fig.VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS

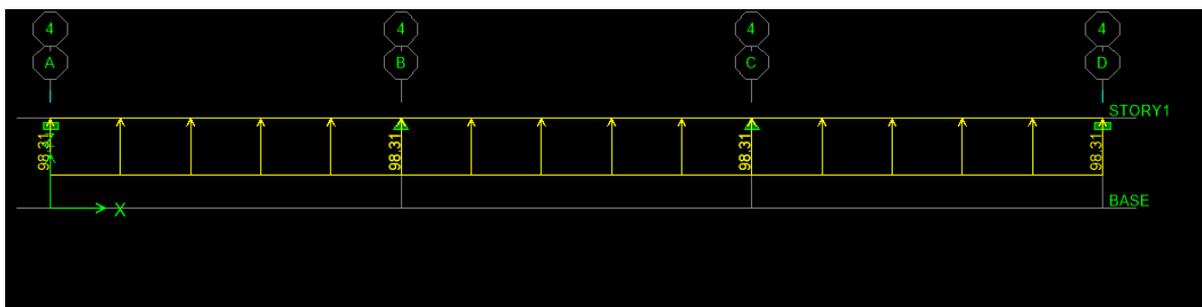


Fig.VII.20: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

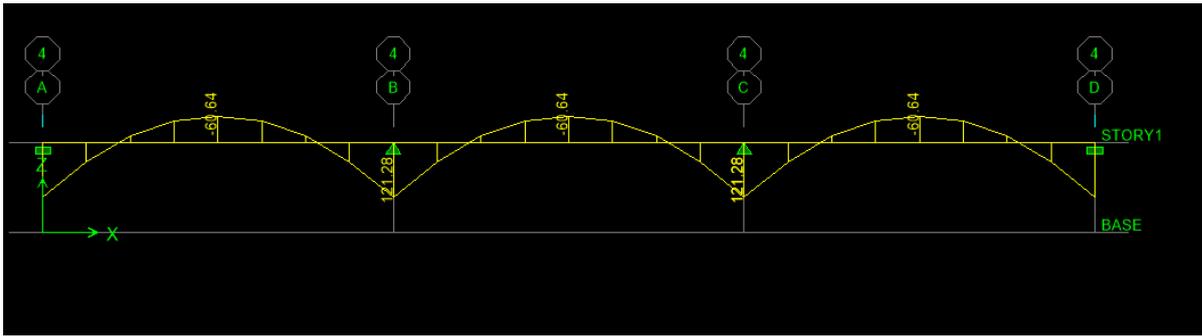


Fig.VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

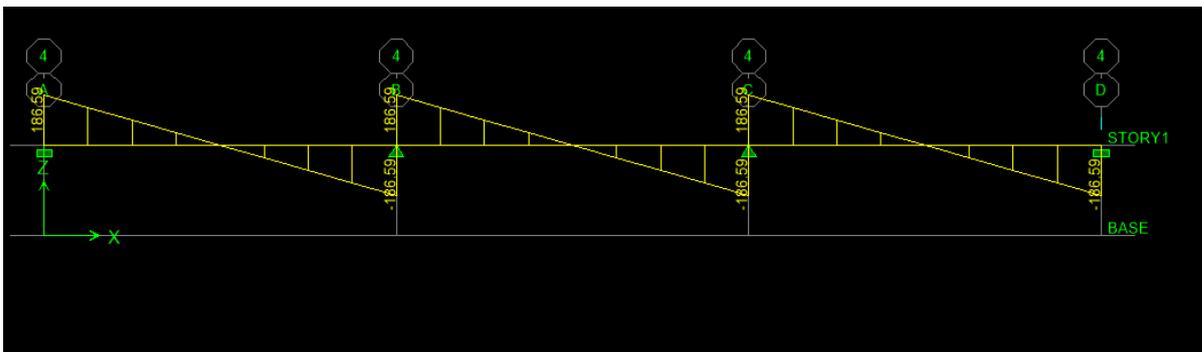


Fig.VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

e) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN.m)	653.78	121.28	565.42	94.68
M_t^{max} (KN.m)	326.89	60.64	282.71	47.34
T_{max} (KN)	1005.81	187.59	869.88	145.66

Tableau VII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

1) Calcul des armatures :

➤ Armatures longitudinales :

$B = 50 \text{ cm}$ $d = 97 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)
X-X	Appuis	565.42	0,084	0,956	SSA	17.52	4HA20 (fil) + (4HA14) (Chap)	18.71
	Travée	282.71	0.042	0.979	SSA	8.55	4HA20 (fil) +4HA12 (chap)	12.56
Y-Y	Appuis	653.78	0.098	0.948	SSA	20.43	4HA20 (fil) + 4HA16 (chap)	20,60
	Travée	326.89	0.049	0.974	SSA	9.94	4HA20 (fil) +4HA12 (chap)	12,56

Tableau VII.7 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi = 8\text{mm}$$

Espacement des armatures transversales :

En zone nodale

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

$$S_t < \min(25; 24)$$

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

En zone courante

$$S_t < \frac{h}{2}$$

$$S_t < \frac{100}{2} = 50$$

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

✓ **Armatures transversales minimales** (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{t \min} = 0,003 S_t \cdot b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5\text{cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 \underline{\underline{=}} 3,14\text{cm}^2$ (**2 cadre**)

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 95cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 0,95 = 2,85\text{cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08cm²**

2) Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 5,85 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$A_a = 21,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ En travées :

$$A_t = 11.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinal :** $T_u^{\max} = 1005.81 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1005.81 \times 10^3}{500 \times 970} = 2.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :** $T_u^{\max} = 869.88 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{869.88 \times 10^3}{500 \times 970} = 1,79 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à l'ELS :

- **Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

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

K_1 (on le tire du tableau)

- **Dans les aciers :** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} \end{aligned}$$

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

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

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
X-X	Appuis	18.71	94.68	0,473	0,896	33.08	58.22	201,63	1.76	15	Cv
	Travée	10.67	47.34	0,270	0,918	45.98	49.82	201,63	1.08	15	Cv
Y-Y	Appuis	21,74	121.28	0,550	0,890	30.04	64.62	201,63	2.15	15	Cv
	Travée	11,08	60.64	0,280	0,917	45.24	61.52	201,63	1.36	15	Cv

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

CONCLUSION :

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil ainsi que :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- la modélisation nous a permis 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 symétrique
- après différents essais de disposition de voile, les résultats nous ont donné un contreventement mixte, dont répartition des charges sismique sont équitables entre les voiles et les portiques
- notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferrillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres.

Je conseil tout les autres étudiants qui feront leur mémoires de choisir des éléments souples afin d'avoir une structure souple pour lui permettre de faire les modes fondamentaux et de suivre la réglementation ; Et Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

Règlement :

-Règlement parasismique algérien (R.P.A99modifié 2003)

-règles BAEL91modifié99

-document technique réglementaire (D.T.R BC2.2)

Ouvrage:

-Mr belazougui: "calcul des ouvrages en béton armé "

-henry thonier; "conception et calcul des structures de bâtiment

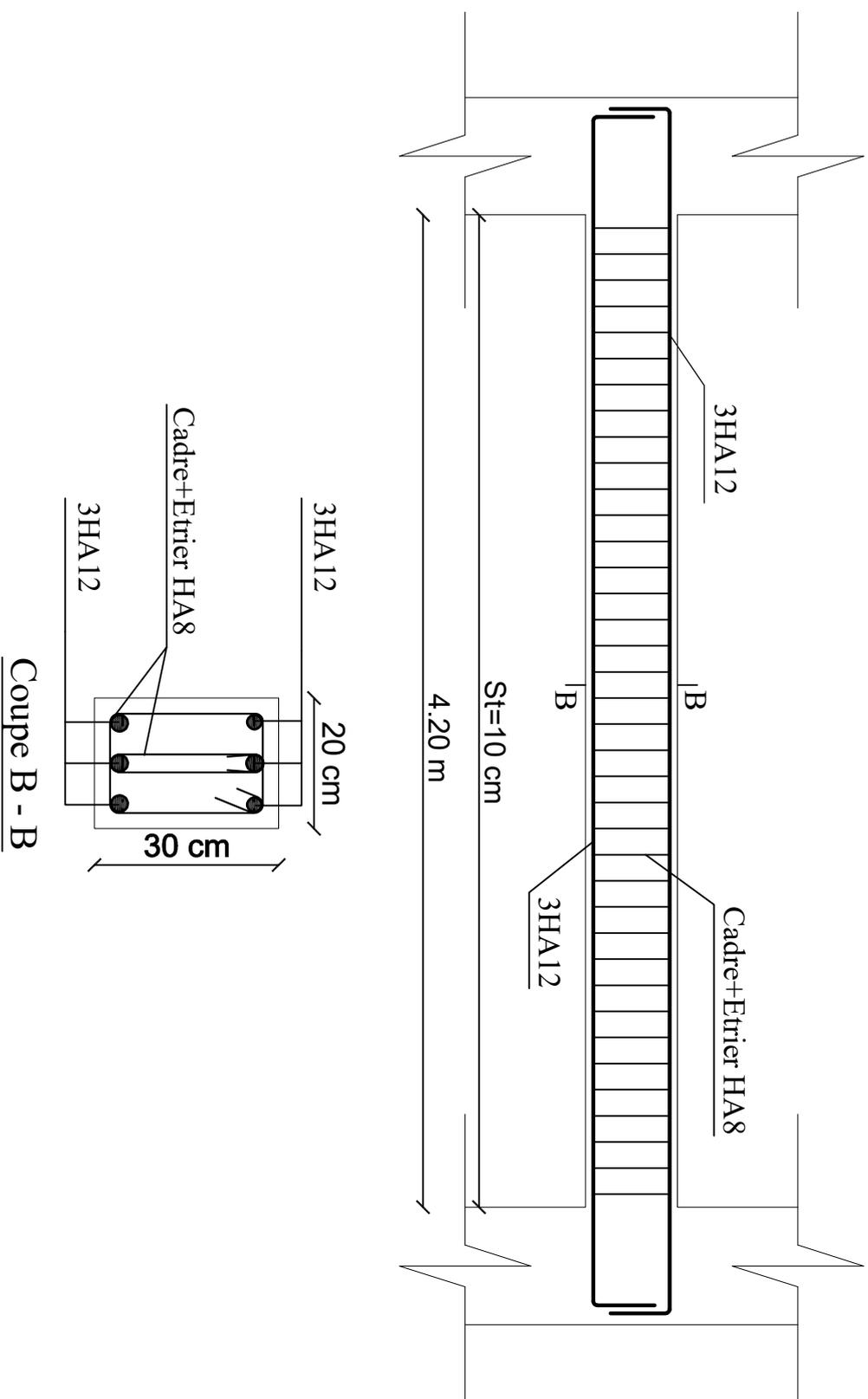
-HRenaud "ouvrages en béton armé"

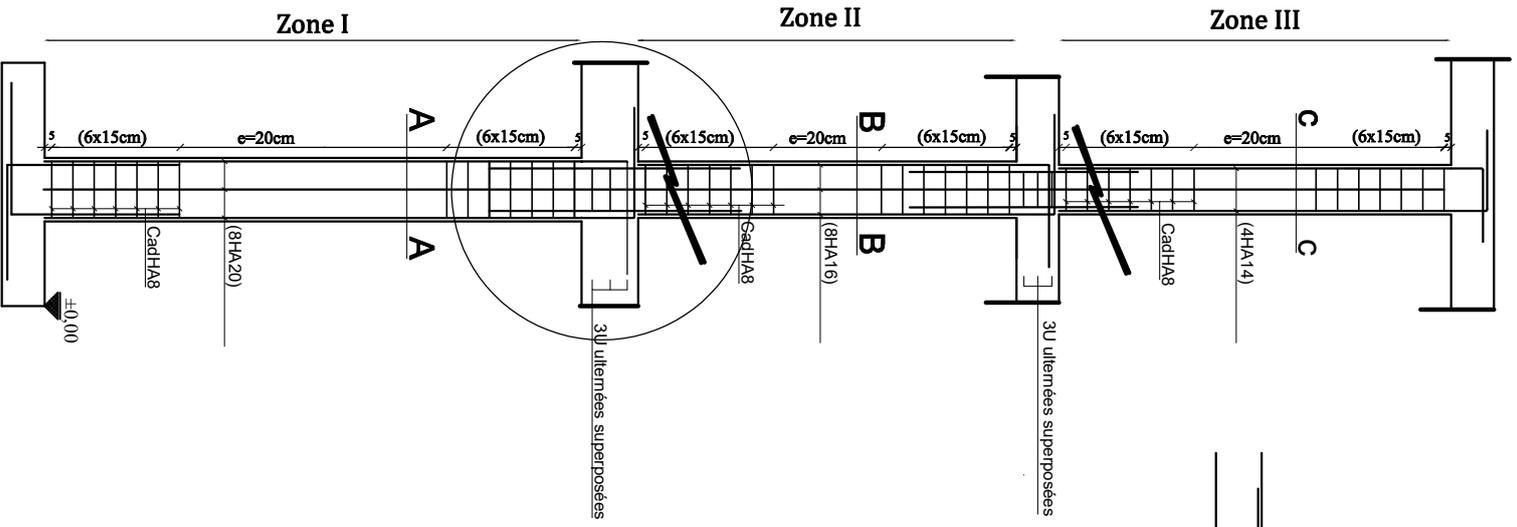
-ANIL K. CHOPRA « Dynamics of structures » 2001 by Prentice-Hall.

-M LAREDO « Grand bâtiment » Eyrolles 1977.

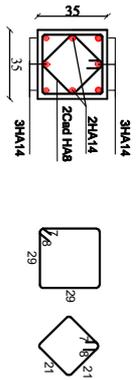
-Cours et TD (RDM, Béton, DDS, Bâtiment, MDS).

FERRAILLAGE DELAPOUTREDECHAINAGE

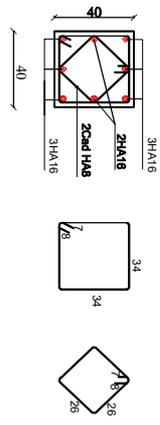




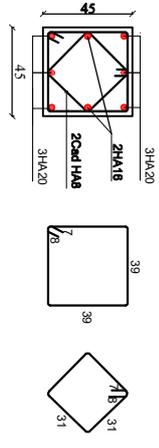
détail de diminution de section



Coupe:C-C



Coupe:B-B



Coupe:A-A

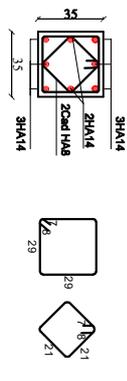
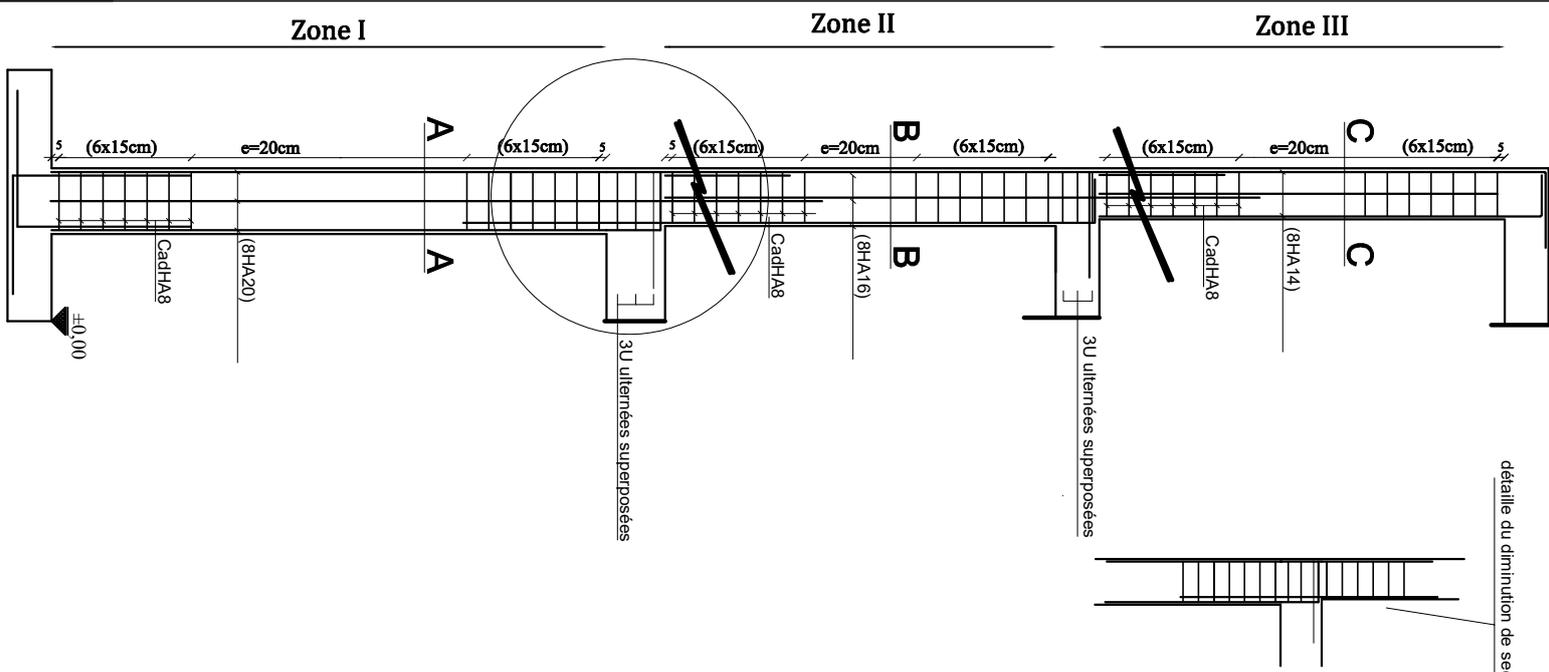
Nota:
 -Zone I : S/SOL,RDC 1^{er}, 2^{ème}
 -Zone II : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage
 -Zone III: 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage

UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZ-OUZOU
 Faculté du génie de la construction
 Département de génie civil

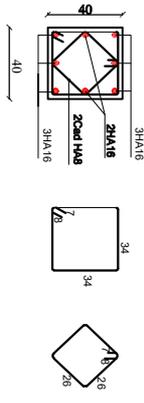
-FERRAILLAGE DES POTEAUX CENTRAUX -

Présenté par:	Mlle. MESSADENE RAHIA
Encadré par:	Mlle. FELLAËG CHAËFA
	M. : ATLAOUI D

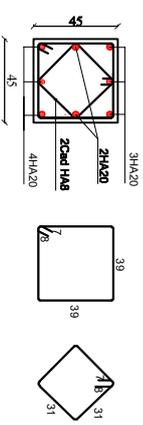
détaille du diminution de section



Coupe-C-C



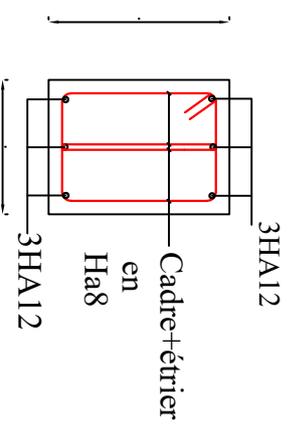
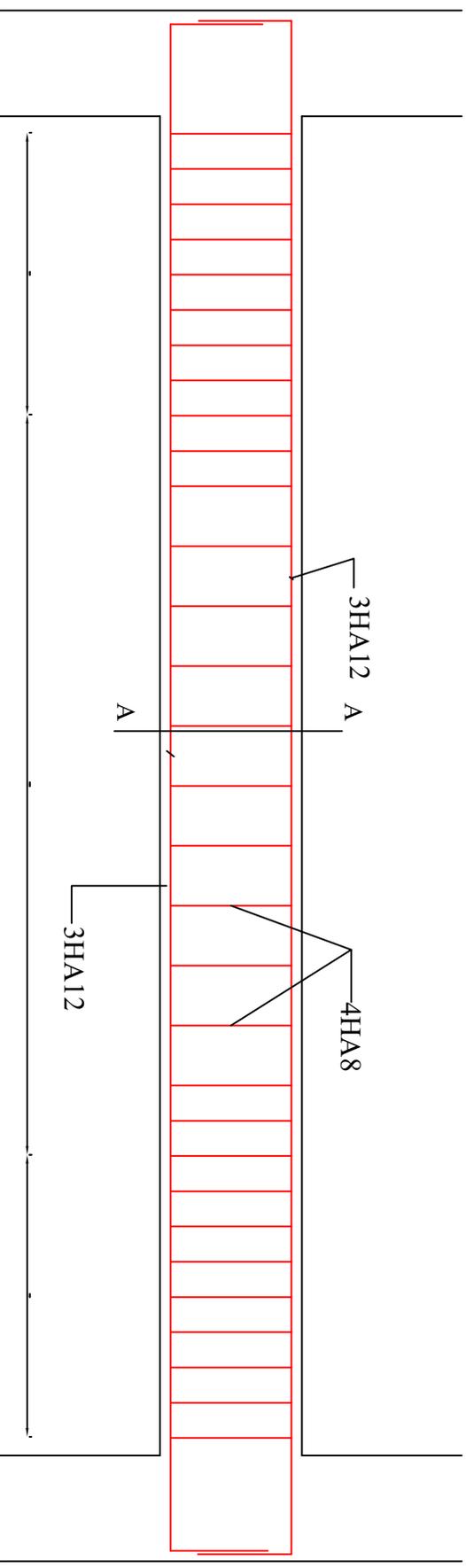
Coupe-B-B



Coupe-A-A

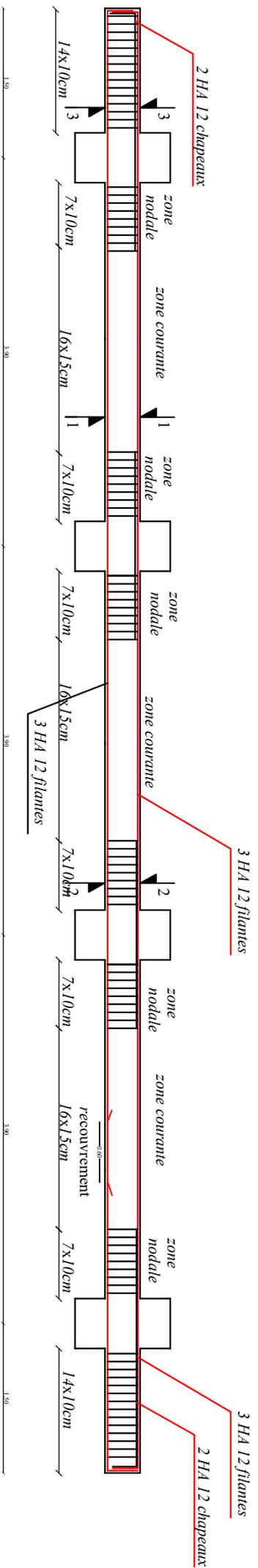
Nota:
 -Zone I : s/sol,RDC 1^{er}, 2^{ème} étage
 -Zone II : 3^{ème},4^{ème},5^{ème},6^{ème} étage
 -Zone III: 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage

UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
-FERRAILLAGE DU POTEAUX DE RIVE -	
Présenté par:	Mlle. MESSADENE RAHIA Mlle. FELLAËG CHAËFA
Encadré par:	M. : ATLAOUI D

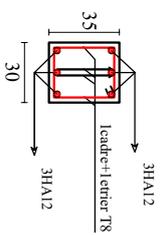


Coupe A-A

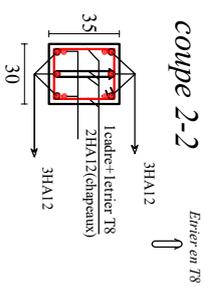
ferrailage de la poutre palière



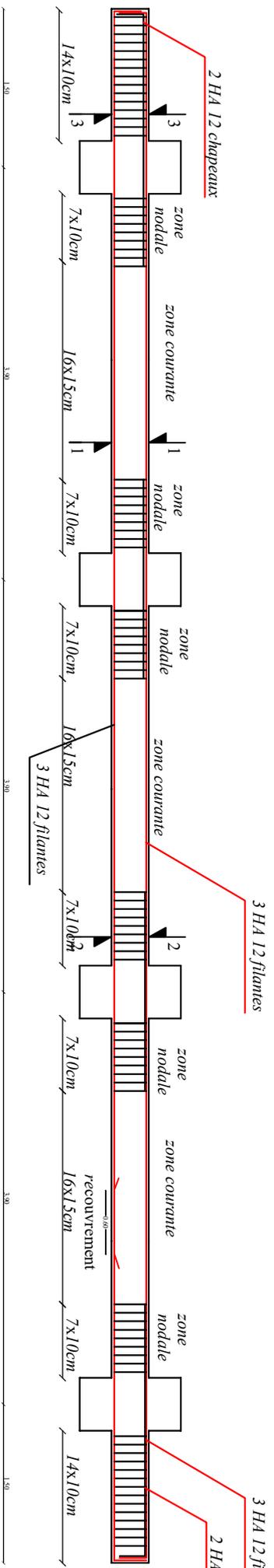
coupe 1-1



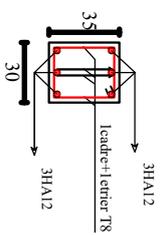
coupe 2-2



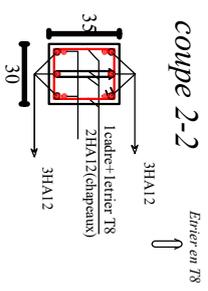
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale Dipartimento di Edilizia Civile	
-FERRALLIAGE DES POUTRES SECONDAIRES-	
Titulaire de :	MIR MESSAYEH ERHINA
Responsable :	Mir - YATTOUBI D



coupe 1-1

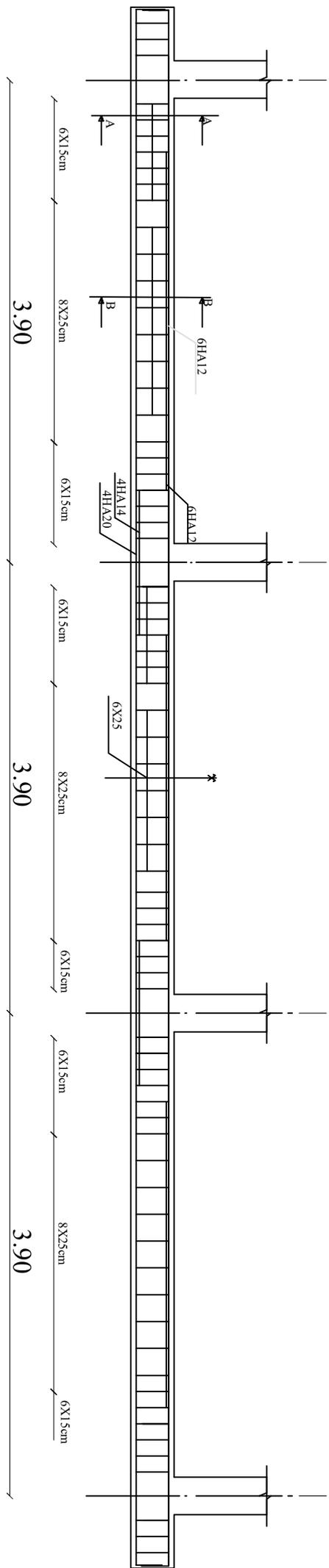


coupe 2-2

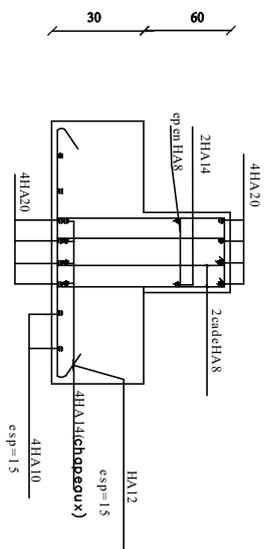


Erreur en T8

UNIVERSITAT POLITEHNICA DE BUCURESTI	
FACULTATEA DE INGINERIE SI CONSTRUCII	
DEPARTAMENTUL DE CONSTRUCTII	
-FERMANTILAJUL DES POUTRINI SECUNDARE-	
Titularul lucrului	ING. MARIUS VOINCEA
Intocmit de	ING. CATALIN BUCUR

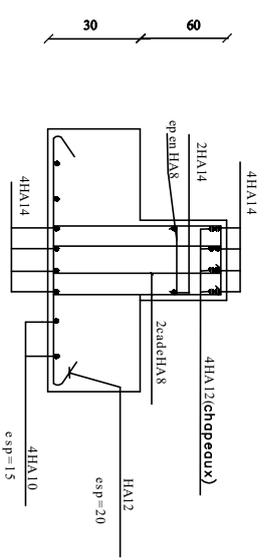


Coupe A-A



Aux appuis

Coupe A-A



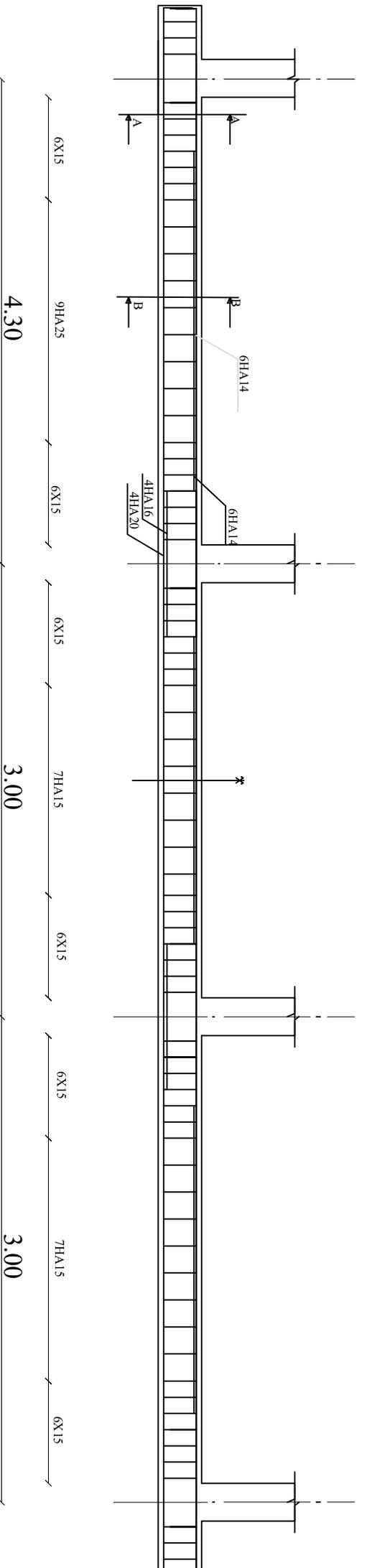
En travée

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

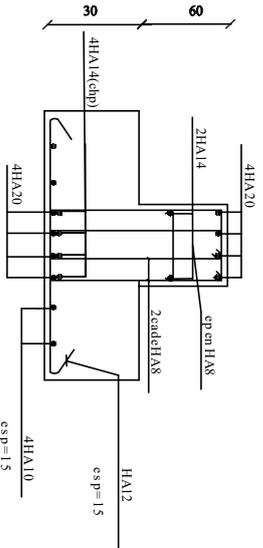
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

-FERRAILLAGE DU RADIER SENS Y-Y-

Présenté par:	Mlle. MESSADENE BAHIA Mlle. FELLAËG CHARFA
Encadré par:	M. ATLAOUJ D

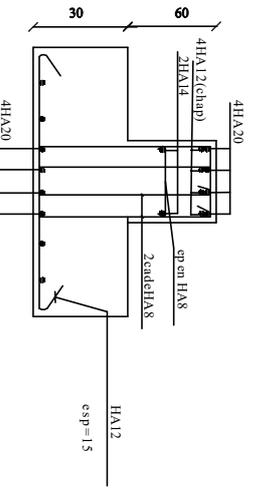


Coupe A-A



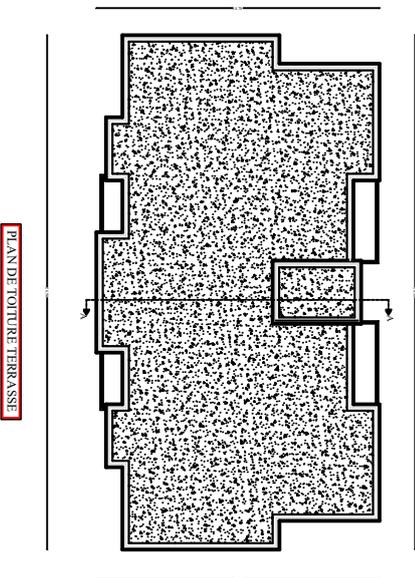
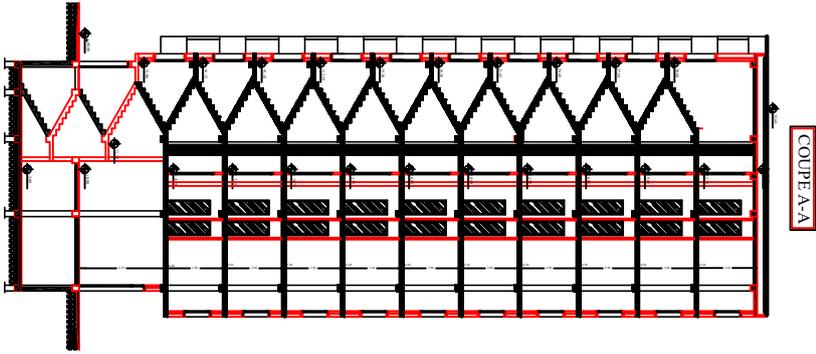
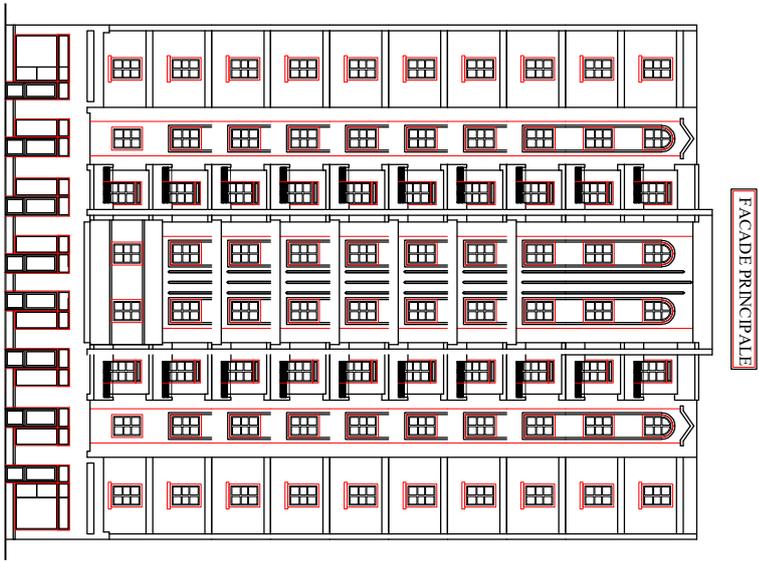
Aux appuis

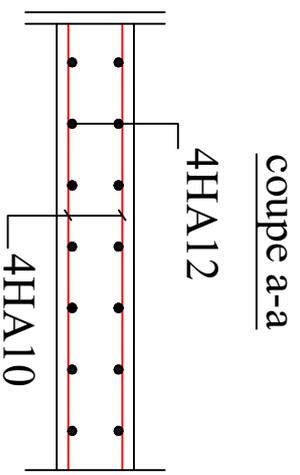
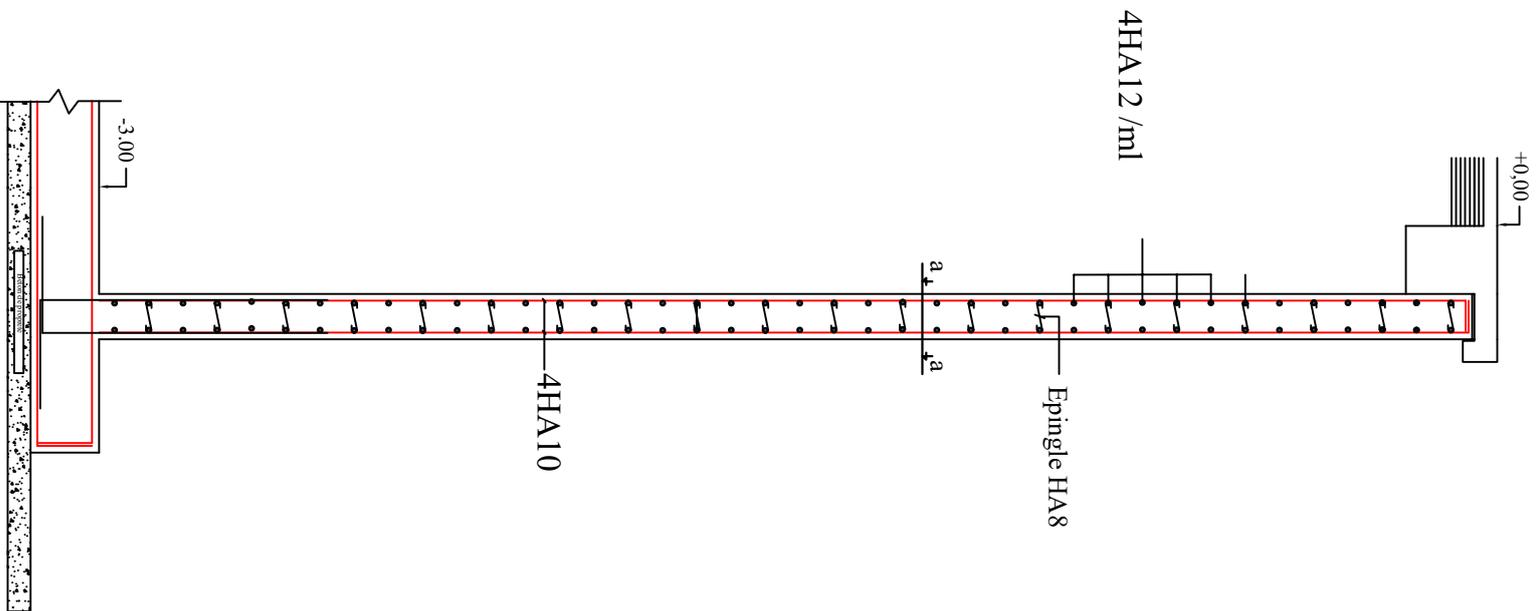
Coupe B-B



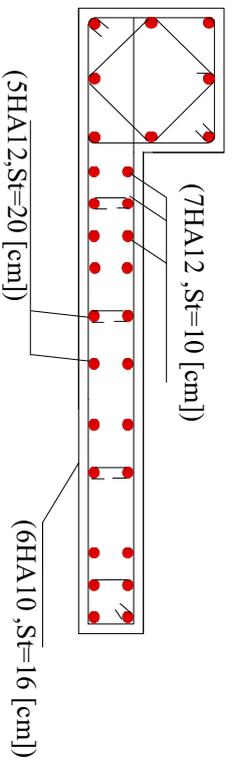
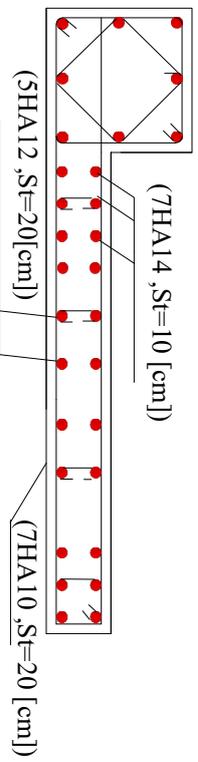
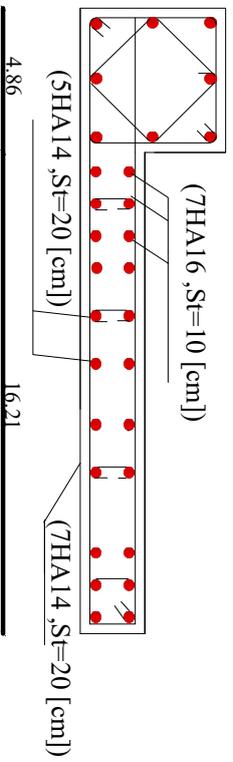
En travée

UNIVERSITE MOULOU MAMERI DE TIZI-OUZOU Faculté de la Construction Département de Génie Civil	
-PERRAILLAGE DU RADIER SENS X-X	
Présenté par:	Mlle: MESSADENE BAHIA Mlle: FELLAËG CHAFEA
Encadré par:	Mr : ATLAOUI D





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle MESSADENE BAHIA Melle FELLAG CHAFAA	TITRE FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT
DIRIGE PAR: ME ATLAOUI	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUCOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Mele Rihag chakra
 Mele messadene yahia

DIRIGE PAR:
 Mr. ahmed

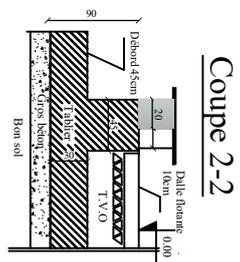
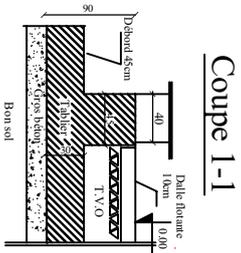
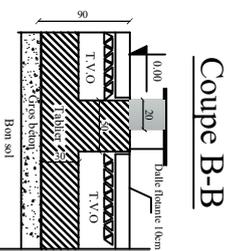
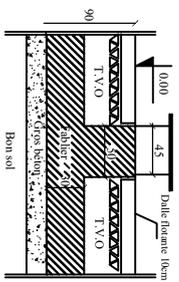
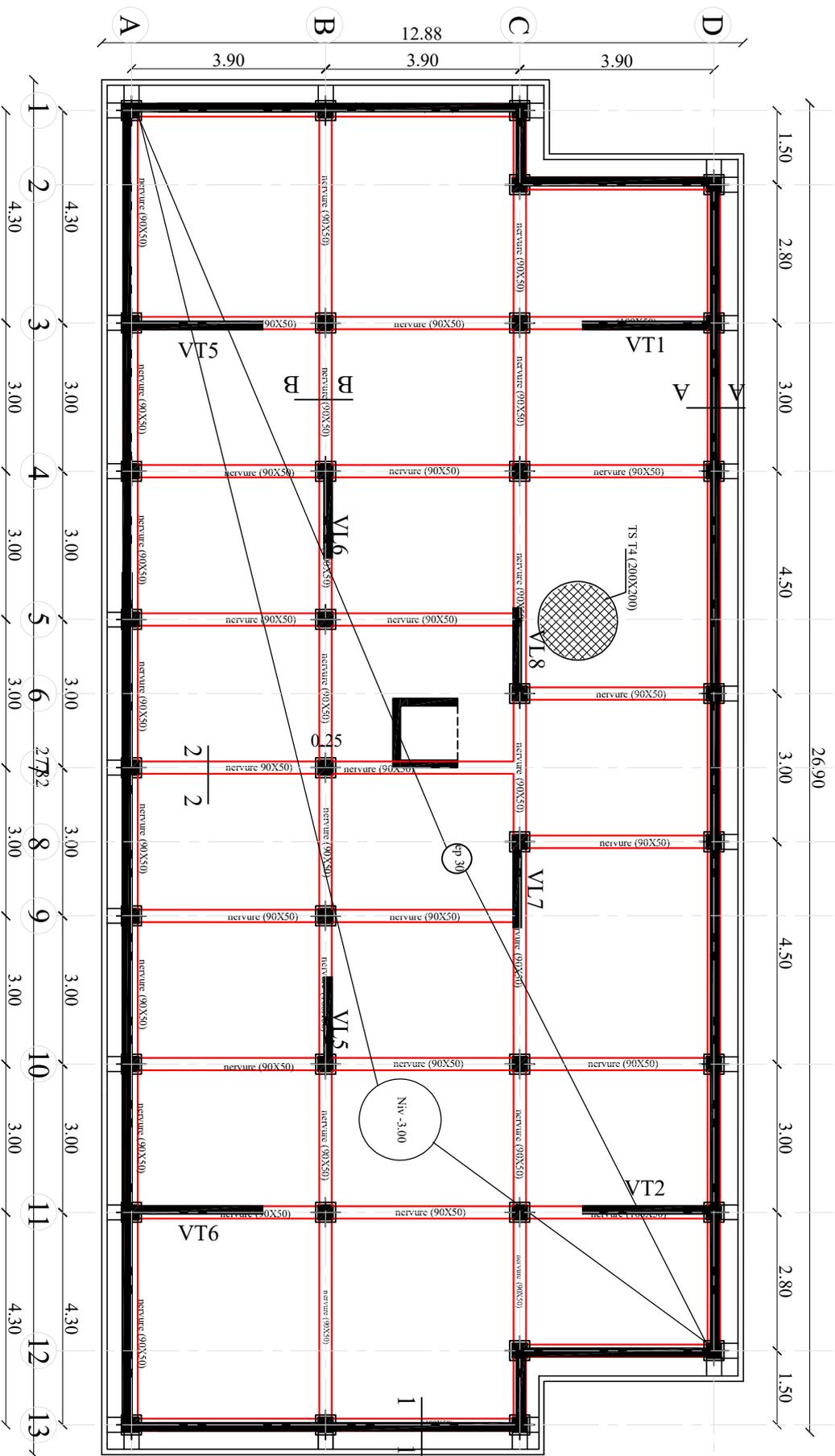
PROMOTION 2018-2019

TITRE:

Ferrailage des voiles
 longitudinale

PLANS N°:

REUILLE



UNIVERSITE MOULOU D MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

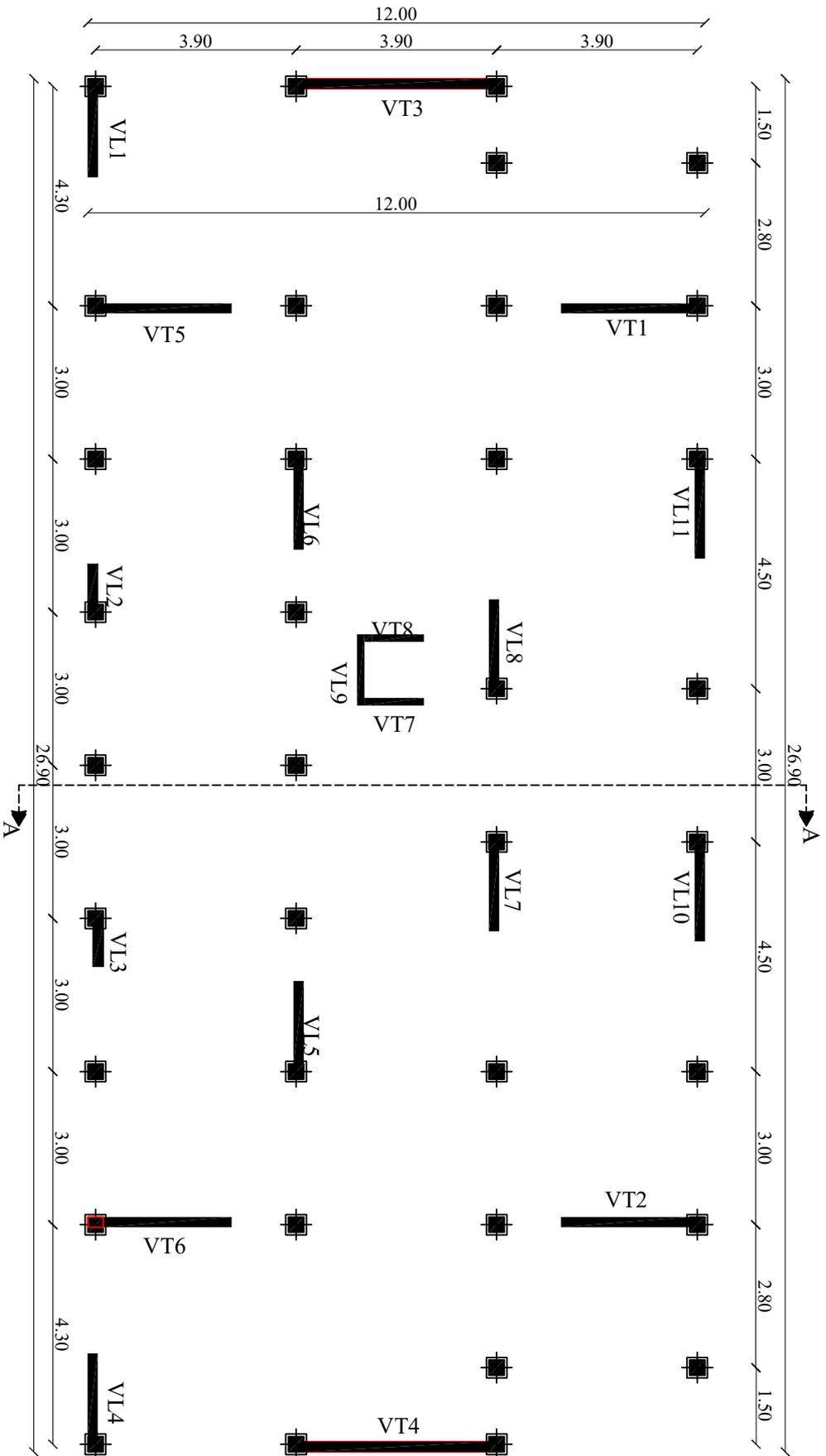
-PLAN DE FONDATIONS-

Présenté par:

Mlle: MESSADENE BAHIA
 Mlle: FELLAËG CHAFEA

Encadré par:

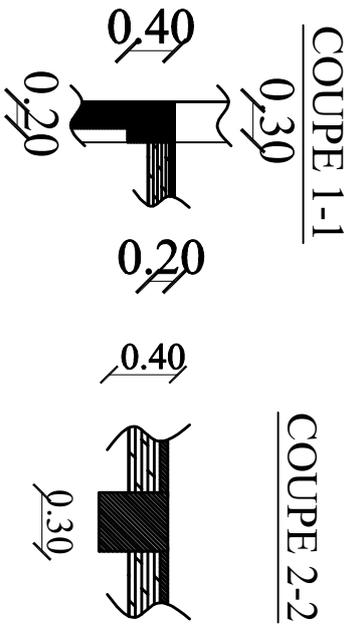
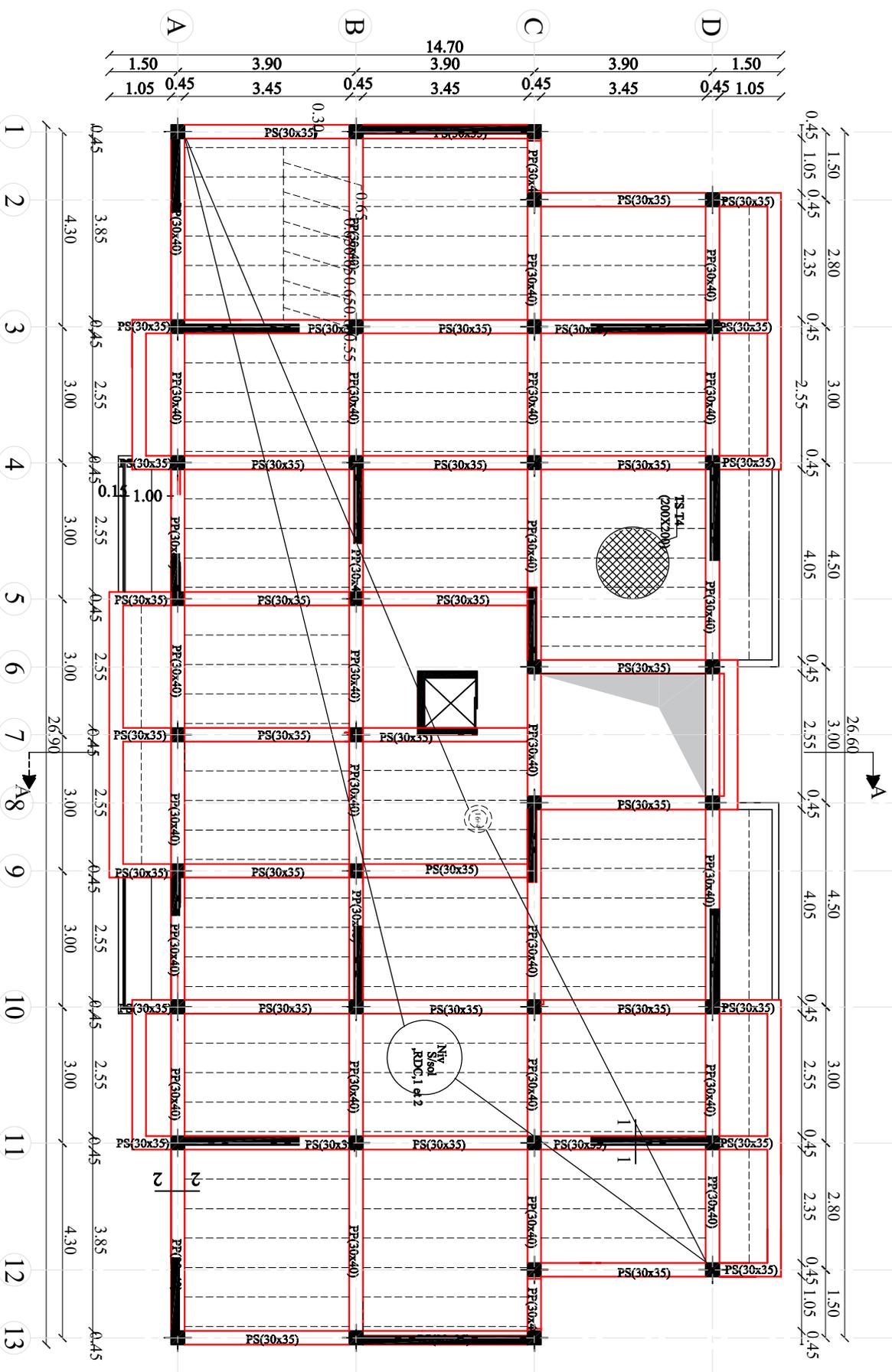
Mr : ATLAOUI D



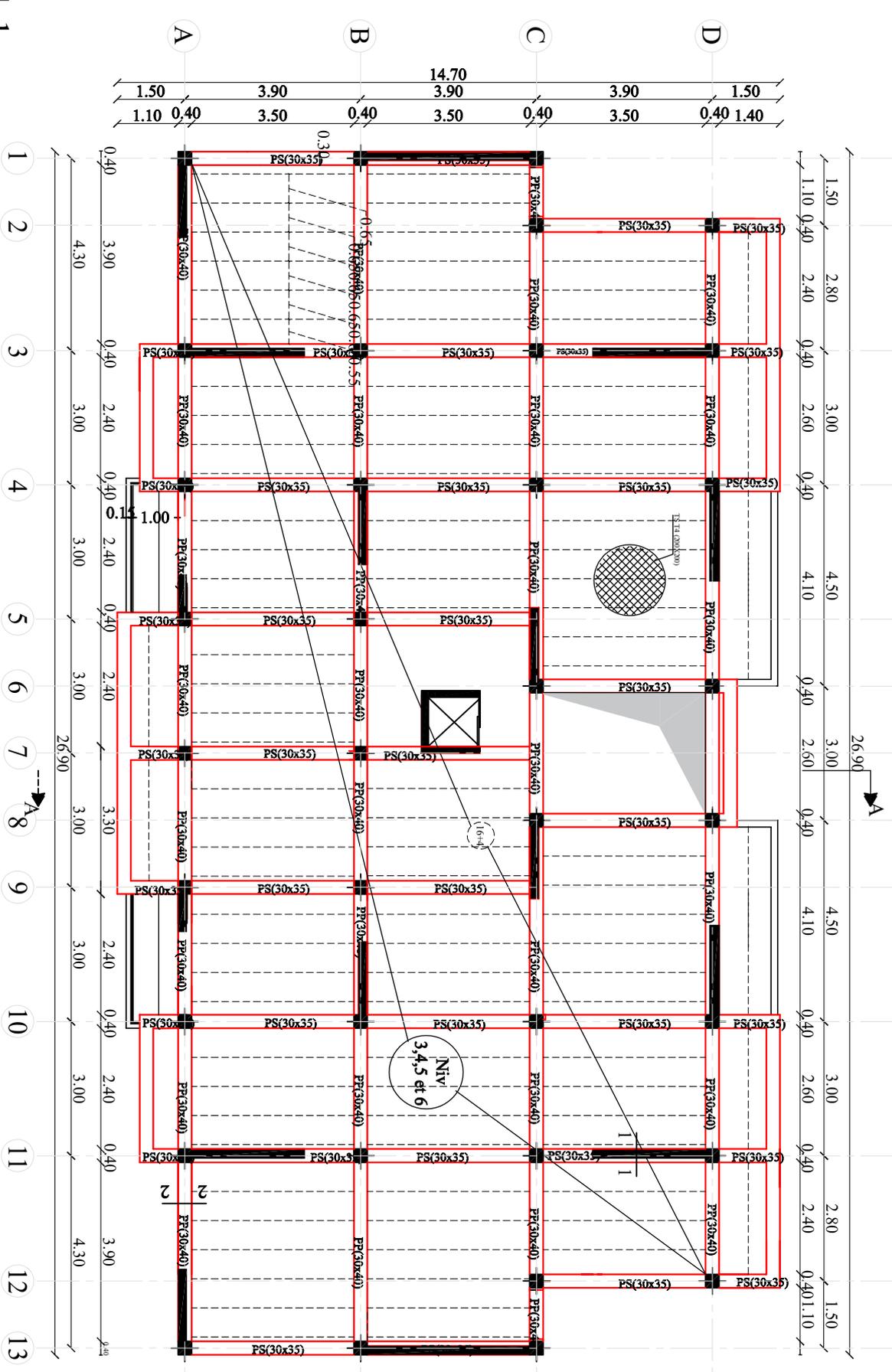
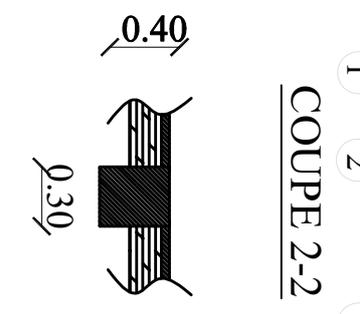
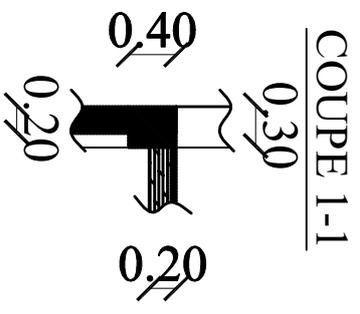
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

-disposition des voiles -

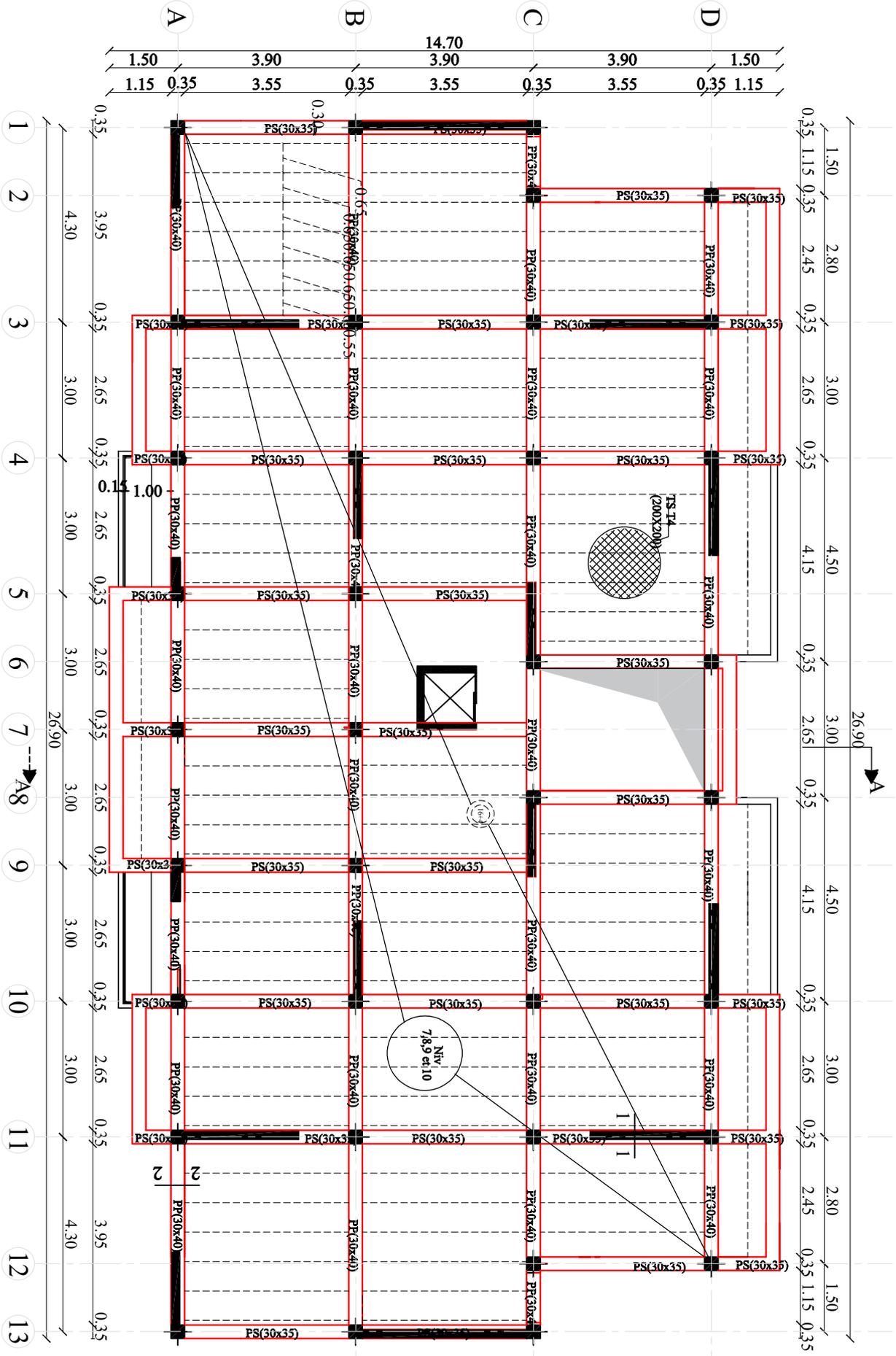
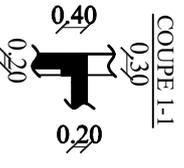
Présenté par:	Mlle: MESSADENE BAHIA Mlle: FELLAÛG CHAÛFA
Encadré par:	Mr : ATLAOUI .D



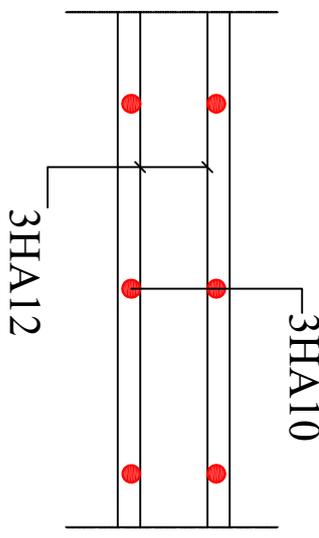
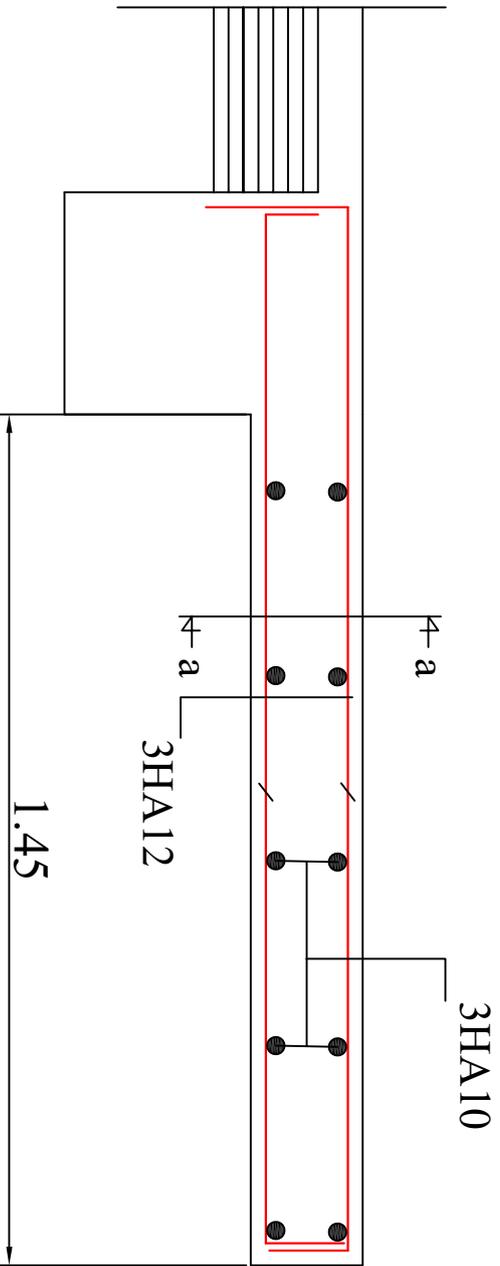
UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
-PLAN DE COFFRAGE NIVEAU S/sol,RDC,1,2-	
Présenté par:	Mlle: MESSADENE BAHIA
Encadré par:	Mlle: FELLAÛG CHAFEA
	M. : ATILAOUI D



UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
-PLAN DE COFFRAGE NIVEAU 3,4,5,6-	
Présenté par:	Mlle: MESSADENE BAHIA Mlle: FELLAG CHAPFA
Encadré par:	Mr : ATLAOUI .D



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZ-OUZOU	
Faculté du Génie de la Construction	
Département de Génie Civil	
-PLAN DE COFFRAGE NIVEAU 7,8,9,10-	
Présenté par:	Mlle: MESSADENE BAHIA
Encadré par:	Mlle: FELLAËG CHAPEA
	Mr : ATLAOUI D



Coupe a-a

Ferrailage de balcon

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle MESSADENE BAHIA
 Melle FELLAAG CHAFAA

TITRE

DIRIGE PAR:
 Mr ATLAOUI.D

FERRAILLAGE DU BALCON