

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI, TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'Obtention du Diplôme Mastère
En Génie Civil
Option : Construction Civile Et Industrielle

Thème

*Etude d'un bâtiment (RDC+5+Entre- sol) à usage d'habitation et commercial
Contreventée par voiles et portiques.*



Dirigé par :

Mme IDRES SADIA

Etudier par :

Melle AFETTOUCHE HANANE

Melle AMEDJKOUH FAIZA

Année 2019-2020

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tous puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promotrice M^{ME} IDRES qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide.

Nous sommes également très reconnaissantes, à toute personne ayant contribué du pré ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront

L'honneur de juger notre travail.

Hanane/Faiza

Dédicace

J'ai le grand honneur de dédier ce modeste travail :

*A celle qui a inséré le goût de la vie et le sens de
responsabilité.....merci ma MERE.*

*A celui qui a été toujours la source d'inspiration et
de courage.....merci mon PERE.*

A ma très chère sœurs DYHIA et son mari KARIM.

A mon frère MALEK et sa femme HANANE.

A mes petites sœurs adoré FETTA et FATIHA.

*A tous mes amis et copines que j'ai connu jusqu'à
maintenant.*

A ma binôme FAIZA et sa famille.

Merci d'être toujours là pour moi.

HANANE

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail a ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

✚ A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père RABEH.

✚ A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère FATMA.

✚ A mes chers frères YACINE et ANIS, et mon cher fiancé TOUFIK, qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout aux long de mes études. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

✚ A mon adorable petite sœur MELLISSA, qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

✚ A tous mes amis et copines que j'ai connu jusqu'à maintenant merci pour leurs amours et leurs encouragements.

✚ Sans oublier mon binôme HANANE pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet et toute sa famille.

FAIZA

Sommaire

Introduction :

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage01- 14

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments15 - 34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....35-94

III.1- Acrotère.....35- 43

III.2-Escalier..... 44 - 63

III.3-Poutre palière 64 - 70

III.4-Plancher.....71 - 88

III.5- Balcon89 - 94

Chapitre IV : Modélisation et vérification95 - 131

IV.1- : présentation de L'ETABS..... 95-105

IV.2-étude du contreventement106-109

IV.3 : Vérification des exigences du RPA110 - 131

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux132-184

V.1- : Ferrailage des poteaux.....132-151

V.2- : Ferrailage des poutres.....152 -167

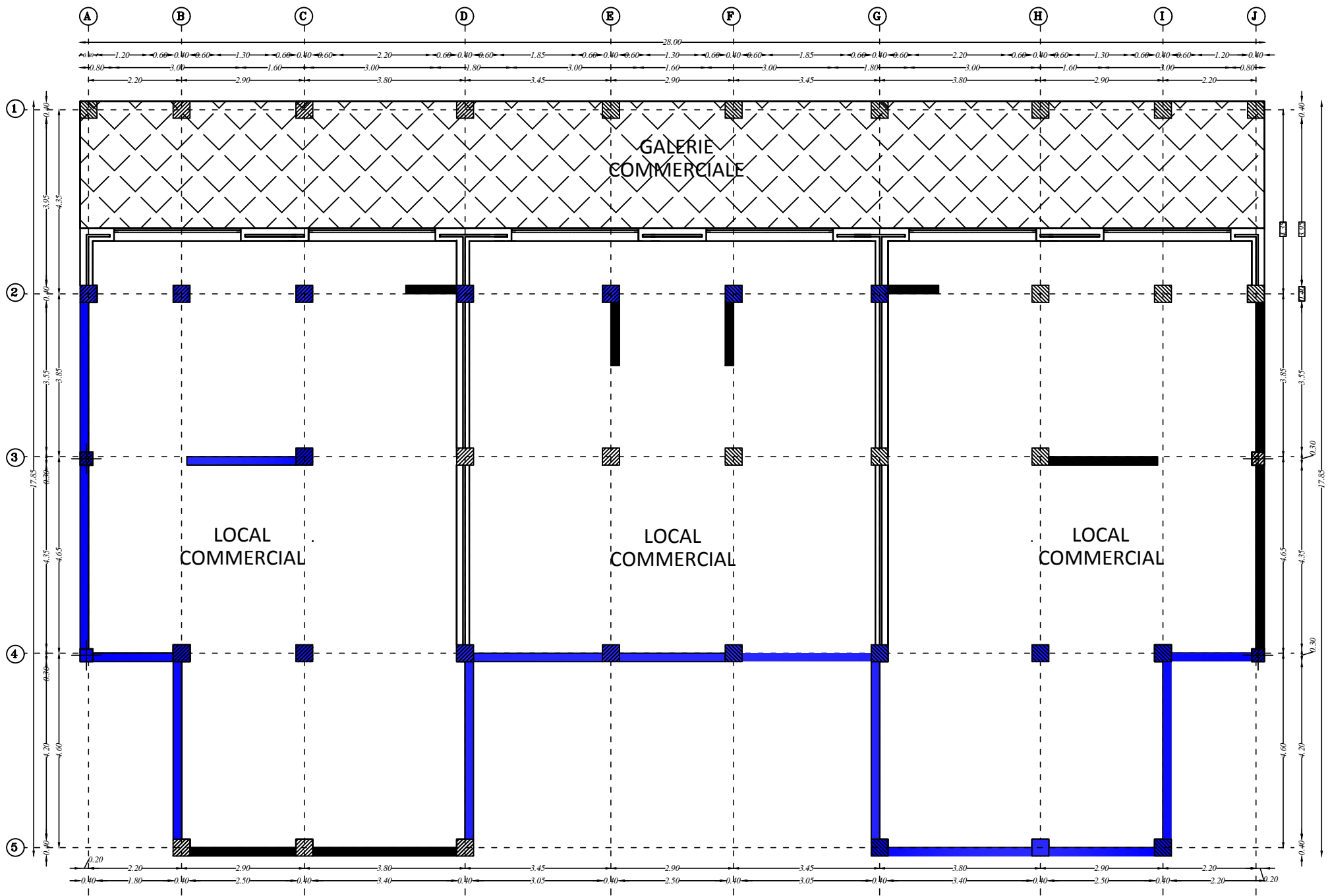
V.3- : Ferrailage des voiles168-183

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure..... 184-197

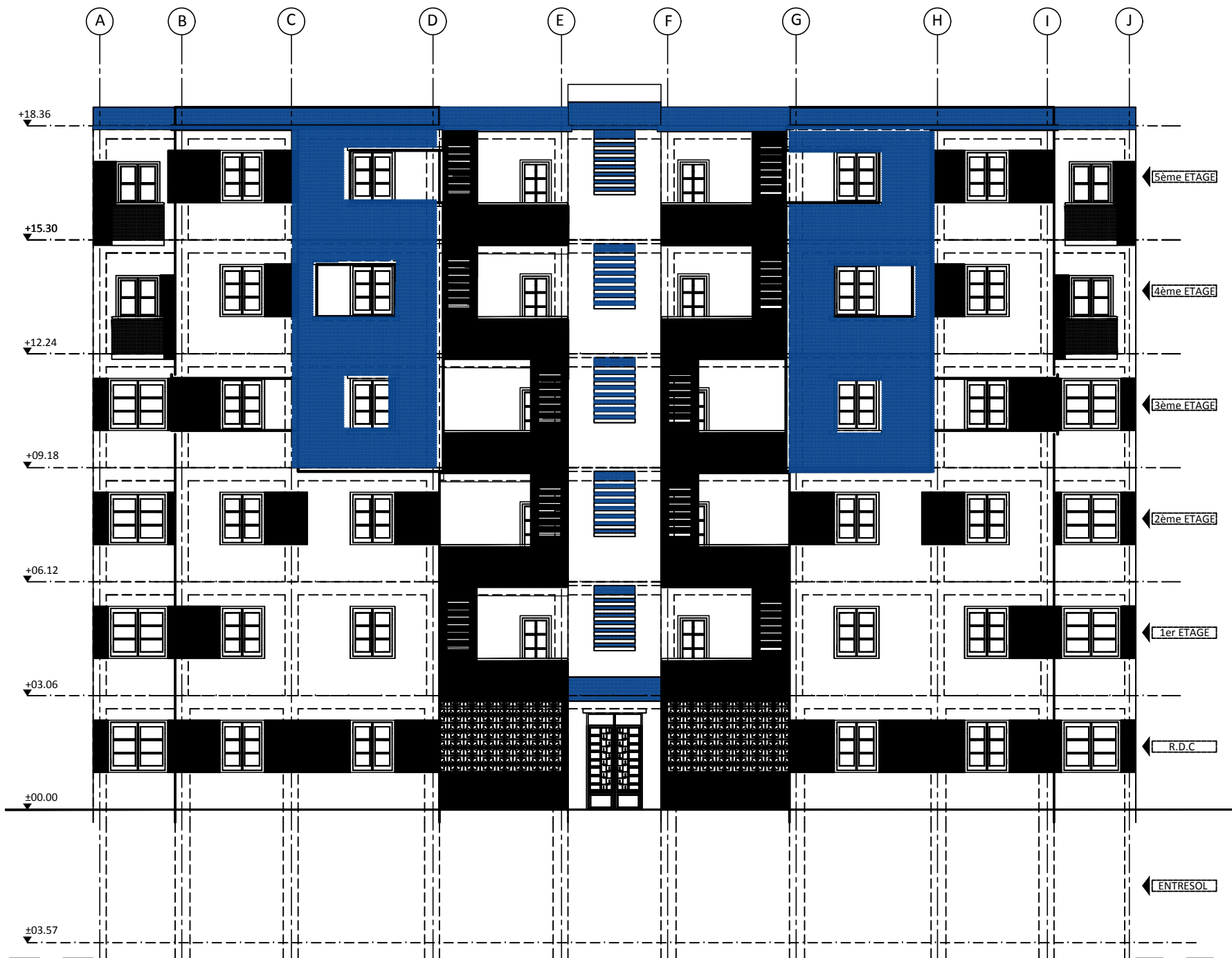
Chapitre VII: étude du mur plaque.....198-204

Conclusion :

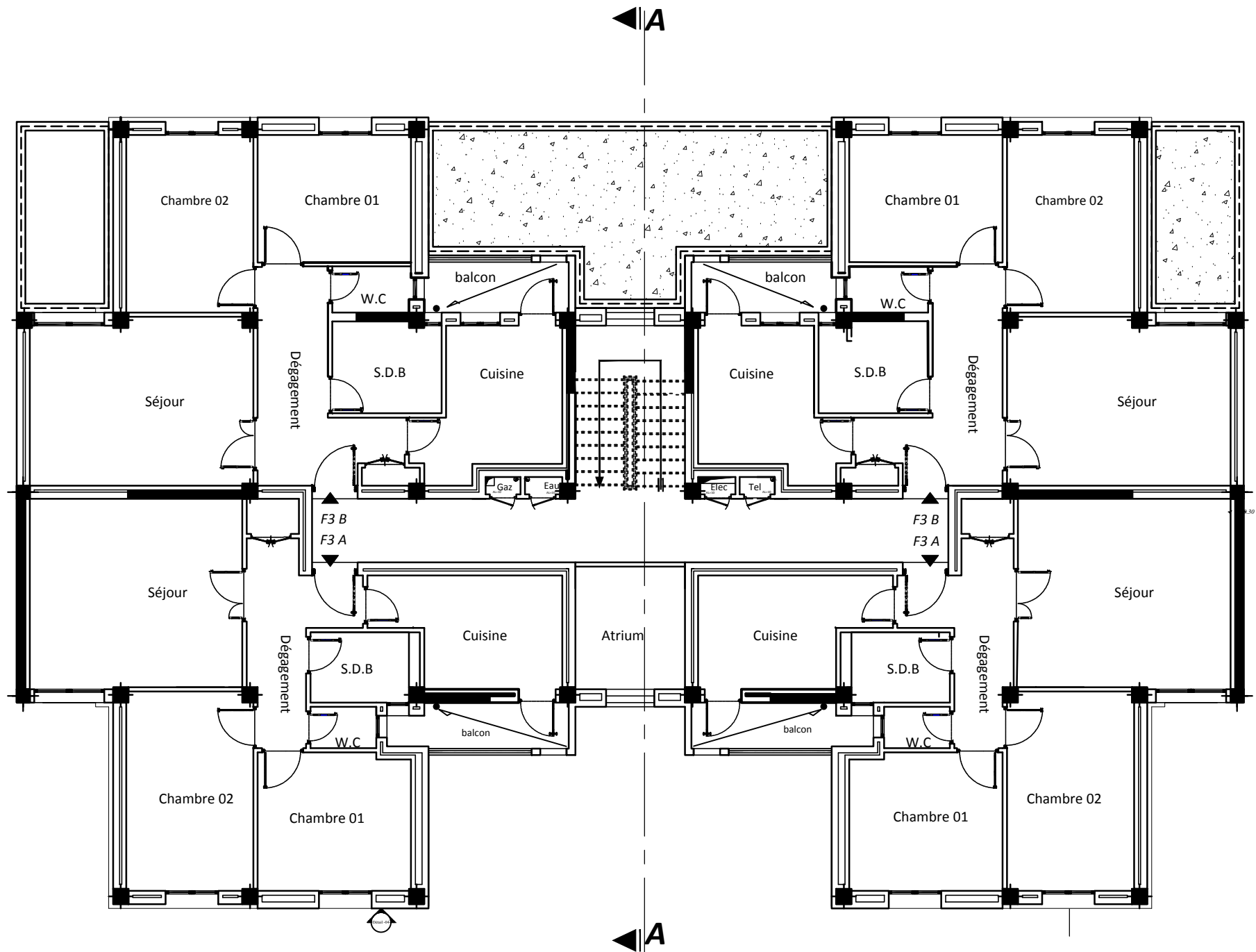
Bibliographie :



PLAN ENTRESOL



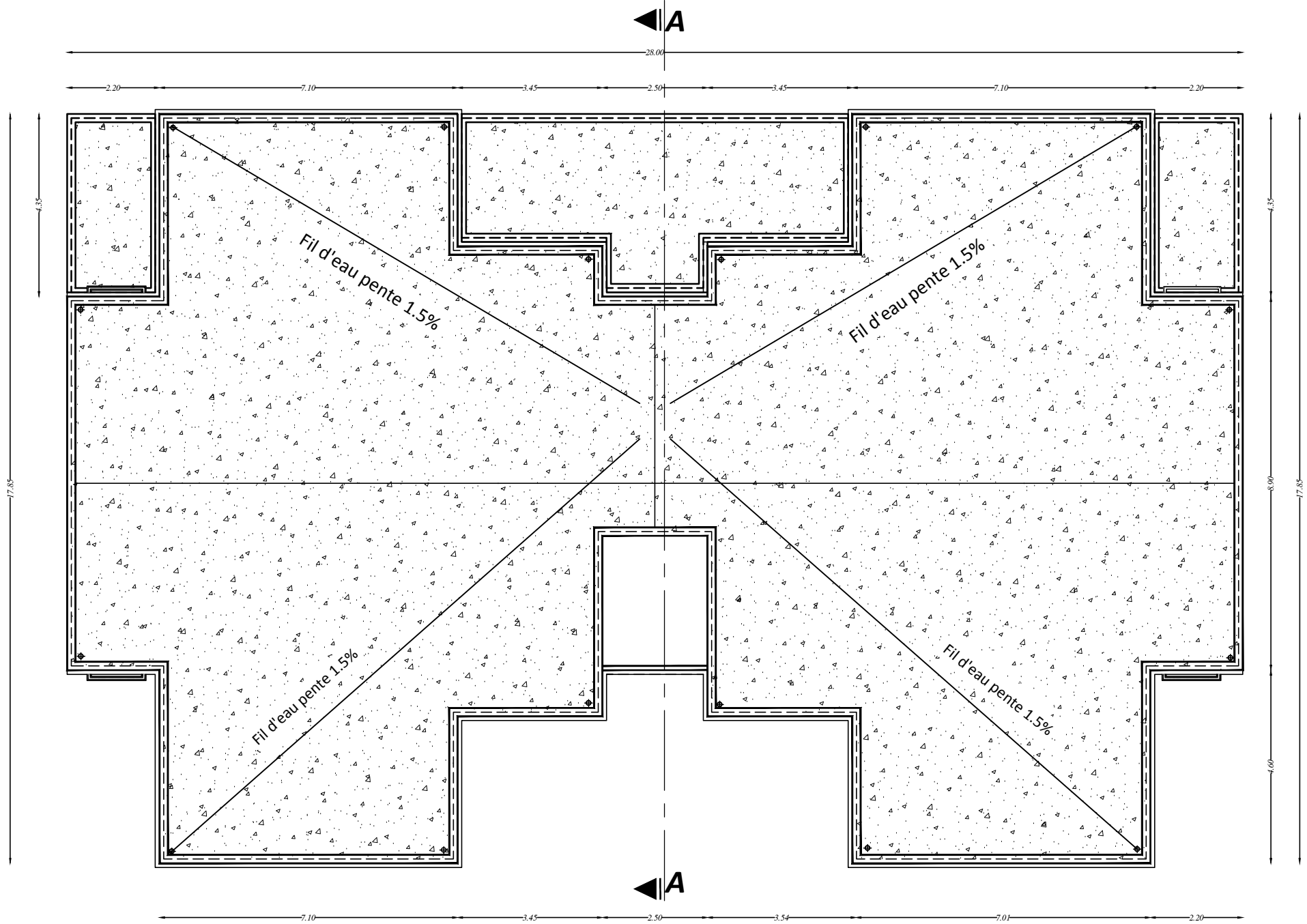
FACADE PRINCIPALE



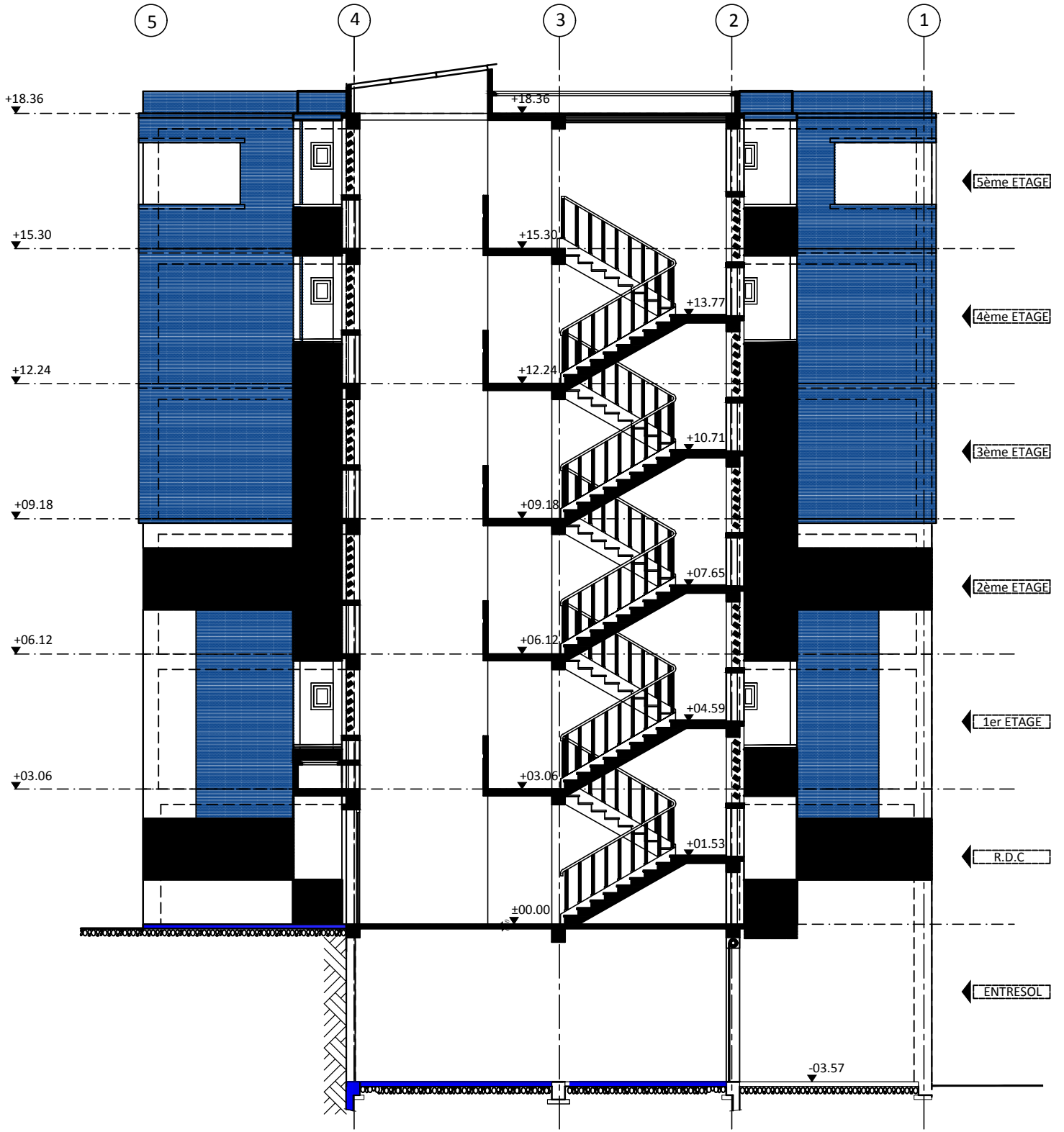
PLAN ETAGES COURANTS



FACADE POSTERIEURE



PLAN DE TERRASSE



COUPE "AA"

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception du calcul de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction. Ils garantissent la sécurité la des gens aux besoins de la société, tout en assurant la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Sont pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur en article, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis bien adaptée au Génie Civil, aussi ils permettent le calcul de diverses structures en un temps réduit. D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (RDC+5+ ENTRE-SOL) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventée par voiles et portiques.

Nos calculs sont faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1) Introduction :

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisées en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I-2) Nature de l'ouvrage : Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+5+entresol) à usage d'habitation et commercial.

Cet ouvrage qui est implanté dans la Wilaya de BOUMERDES, elle est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/ VERSION 2003) comme zone de forte sismicité (zone III).

Ce bâtiment est composé :

- Un entresol à usage commercial
- Un réez de chaussée (RDC) à usage d'habitation
- (05) étages à usages d'habitation
- (01) cage d'escalier

I-3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:**❖ En plan :**

-La longueur totale du bâtiment : 28m

-La largeur totale du bâtiment : 17.85m

❖ En élévation :

-La hauteur de l'entresol: 3.57m

-La hauteur de réez de chaussée : 3.06m

-La hauteur d'étage courant : 3.06m

-La hauteur totale du bâtiment : 18.36m

I-4) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**I-4-1) L'ossature :**

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poteaux-poutres) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.

- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent).

I-4-2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, qui sépare entre chaque deux niveau successif et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux). Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poutres.

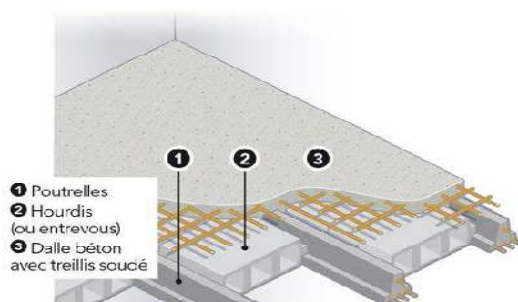
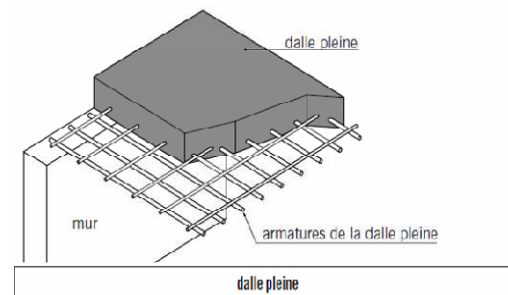


FIGURE (I.1) : Plancher en corps creux armé.



FIGURE(I.2) : dalle pleine en béton

I-4-3) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. -Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux, est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

I-4-4) les voiles :

Un voile est un qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I-4-5) Balcon :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisé en dalle pleine

I-4-6) Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 50cm de hauteur et d'épaisseur de 10cm.

I-4-8) Le remplissage (maçonnerie) :

- **Murs extérieurs** : constitués d'une double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure), séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

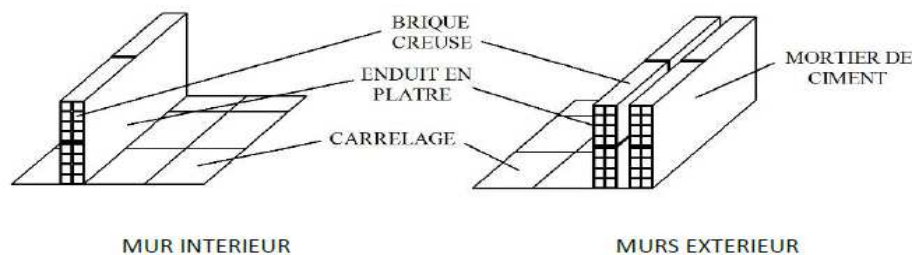


FIGURE (I.3) : Mur intérieur et mur extérieur

I-4-9) Les revêtements :

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

I-4-10) Les fondations :**a. Définition :**

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b. Fonctions des fondations : Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.**c. Différents types de fondations :** il existe deux types de fondations.**▪ Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelle isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

▪ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

Le choix de type de fondation dépendra de la nature de sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

d. Facteurs de choix de type de fondation:

-**La nature de l'ouvrage à fonder :** pont, bâtiment d'habitation,....

-**La nature de terrain :** connaissance de terrain par sondage et définition des caractéristique

-**Le site :** urbain, montagne, bord de mer,...

-**La mise en œuvre des fondations :** terrain sec, présence de l'eau,...

-**le coût des fondations:** facteur important mais non décisif.

I.4.11 Mur de soutènement :

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

• les principales forces :

- Poids propre de l'ouvrage.

- Charges transmises par le sol (butée et la poussée).

- Surcharges appliquées sur le sol.

- Réaction de sol de fondation.

• stabilité de mur de soutènement :

On doit effectuer les différentes vérifications

- Vérification de la stabilité interne.

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

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux : L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I-5-1) Le béton : Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulats (sable, gravier), d'eau et adjuvants. Il présente des résistances à la compression assez élevées, par contre sa résistance à la traction est faible.

❖ **Composition du béton :**

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il présente certains critères suivants :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps.

I-5-1-1) Résistance caractéristique du béton à la compression :

-Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée (f_{c28}). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

Pour les résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ $f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$
 **(BAEL91 modifiée 99.Art. 2.1, 11).** $f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

Pour les résistances $f_{c28} < 40 \text{ MPa}$

$f_{c_j} = f_{c28}$ si $j > 28$ jours

..... **(BAEL91 modifiée 99.Art. 2.1, 11).**

$f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$ si $j \leq 28$ jour

➤ Pour notre étude on va prendre : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I-5-1-2) Résistance caractéristique du béton à la traction : La résistance caractéristique à la traction du béton d à j jours, noté f_{tj} est conventionnellement par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \dots \dots \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. 2.1, 12).}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots \dots \dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{MPa (Annexe F)}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

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

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

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

I-5-1-3) Module de déformation longitudinale du béton :

- **Module e de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}. \quad \text{(BAEL91 modifiée 99.Art. 2.1, 21).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$. On a $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Pour des chargements de longue durée (cas courant). On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton du béton. Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{Mpa} \quad \text{(BAEL91 modifiée 99.Art. 2.1, 2).}$$

$$E_{ij} = 4400 (f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{Si } f_{c28} > 60 \text{Mpa, sans fumée de silice (BAEL91 modifiée 99.Art. 2.1, 2).}$$

$E_{ij}=6100f_{cj}$Si $f_{c28} > 60\text{Mpa}$, avec fumée de silice (BAEL91 modifiée 99.Art. 2.1, 2).

Pour notre cas :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28}=3700(f_{28})^{1/3}$$

$$E_{v28}=3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28}=10818,86563\text{Mpa}$$

I-5-1-4) Module de déformation transversale :

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante : $G=E/2(1+ \nu)$ (MPa)

Avec : E : Module de Young (module d'élasticité)

ν : coefficient de poisson $\nu=(\Delta d/d) /(\Delta l/l)$

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

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

I-5-1-5) Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$; $\nu=\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$.

Il est pris égal à :

$\nu = 0$: pour un calcul de sollicitations à L' ELU. (BAEL91 modifiée 99.Art – 2.1.3).

$\nu = 0,2$: pour un calcul de déformations à L'E.L.S (BAEL91 modifiée 99.Art – 2.1.3).

I-5-1-6) Etat limite de contrainte de béton :

Un état limite est un état particulier au- delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Ils sont classés en états limites ultimes et états limites de services.

• **Les états limites ultimes(E.L.U) :**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes. Pour les calculs à L'.E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1 Avec cette figure :

Ebc1 = 2‰

$$- Ebc1 = \begin{cases} 3,5‰ & \text{si } f_{cj} \leq 40MPa \text{ (BAEL91 modifiée 99.Art. 4.3, 41).} \\ (4,5 - 0,025f_{cj})‰ & \text{si } f_{cj} > 40MPa \text{ (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 41).} \end{cases}$$

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par $f_{bu} = 0,85f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta$

Avec : $\theta = 1$ pour $t > 24$ h

$\theta = 0,9$ pour $1 \leq t \leq 24$ h

$\theta = 0,85$ pour $t < 1$ h

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5$pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15$pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$\sigma_{bc} = 0,6f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$. (BAEL91 modifiée 99.Art. A.4.5.2)

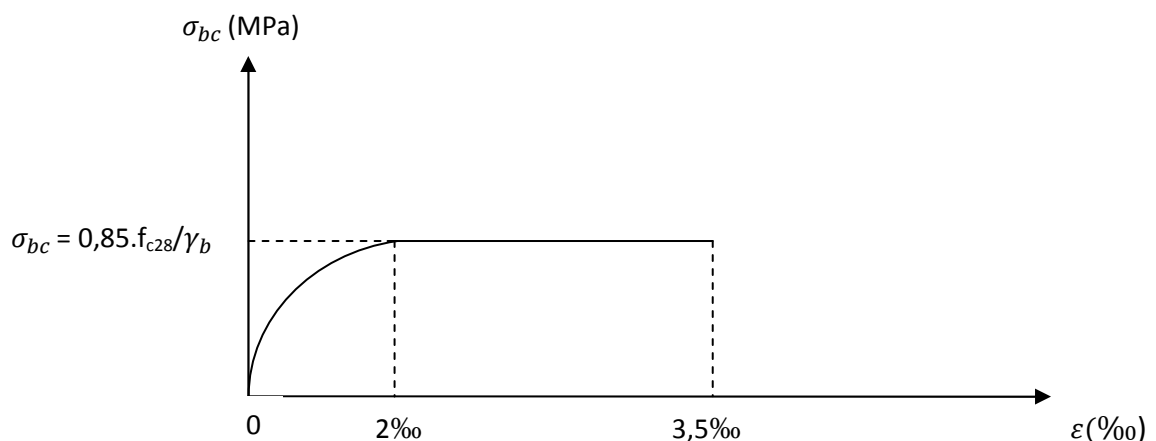
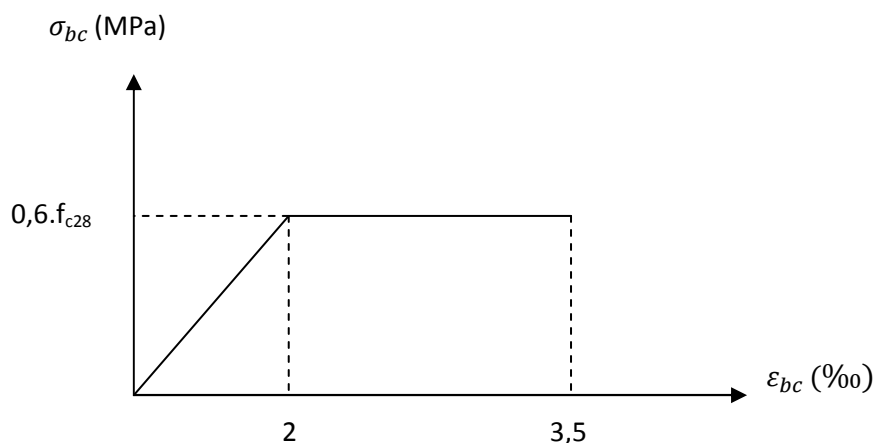


Figure (I-4) : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU.

- **Les états limites de service(E.L.S) :**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. (Déformations et flèches ou vibrations...) Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée $E_b = E_s$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (**BAEL91 modifiée 99.Art. 4.5, 1**).de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b = 13333\text{MPa}$).

**Figure (I-5) :** Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS**I-5-1-7) Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I-5-2) Les aciers d'armatures : Les aciers sont des alliages de fer et de Carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 1,67%. Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle est de prendre

les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

I-5-2-1) Types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui : **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses. **Les aciers durs, type I** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400 MPa et un allongement à la rupture de 14 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type I. **Les aciers durs, type II** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 12 %. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II. **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8 %. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Tableau. I-1 : Principales caractéristiques des aciers

Barre à haute adhérence	HA	
Nuance $f_e E$	400	500
Limite d'élasticité $f_e (MPa)$	400	500
Résistance à la rupture $\sigma_r (MPa)$	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance $f_e E$	500	
Limite d'élasticité $f_e (MPa)$	500	
Résistance à la rupture $\sigma_r (MPa)$	550	
Allongement de rupture		8%

Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$\phi < 6mm$	$\phi \geq 6mm$
ψ_s	1	1,5	1,5
η	1	1,3	1,6

I-5-2-2) Module d'élasticité « Es » :

A l'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

•
-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young. Le module d'élasticité longitudinal Es est pris égal à :
Es = 2.10⁵ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.

I-5-2-3) Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

- **Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s \text{ (BAEL91 modifier 99. Art.4.3, 2)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à :

$\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Situation courante.

$\gamma_b = 1,00 \rightarrow$ Situation accidentelle.

- **Contrainte limite de service :**

Dans L'E.L.S on suppose que :

-L'acier reste dans son domaine élastique.

-On limite la contrainte dans les barres d'acier a fin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$\bar{\sigma}_s = f_e$Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_{e;110\sqrt{\eta.f_{tj}}}) \right\}$Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_{e;110\sqrt{\eta.f_{tj}}}) \right\}$Fissuration très préjudiciable.

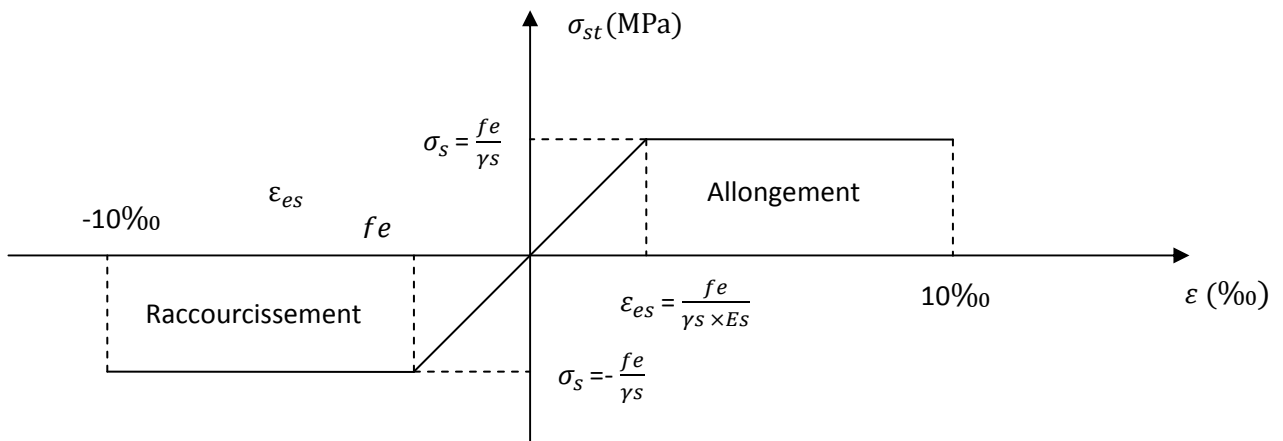


Figure (I-6) : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule :

- ❖ Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow F.P.N$$

- ❖ Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow F.PouF.T.P$$

(BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.2)

I-5-2-4) Protection des armatures : Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

5cm :

→ Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

3cm : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

1cm : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations. En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A- 7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

I-5-2-5) Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\phi_l \leq h / 10$

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi_t \leq \min (h / 35; \phi_l; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

I-5-2-6) Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

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

I.4 : Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements :

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

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles.....) en utilisant les règlements RPA99 (version 2003) et BAEL91 (modifié99).

Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.2.Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, ils sont réalisés en corps creux sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

Et qui supporte son poids propre et les charges d'exploitations et transmet les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations et assure à la fois la transmission des charges verticales aux éléments porteurs et la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement, tout en garantissant une isolation thermique et phonique.

1) Plancher à corps creux :

La hauteur totale du plancher est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ (BAEL91, modifiées 99 Art ;B.6.5.1)}$$

h_t : épaisseur du plancher.

L : la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

Remarque : En premier temps, nous prendrons une section minimale de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III.

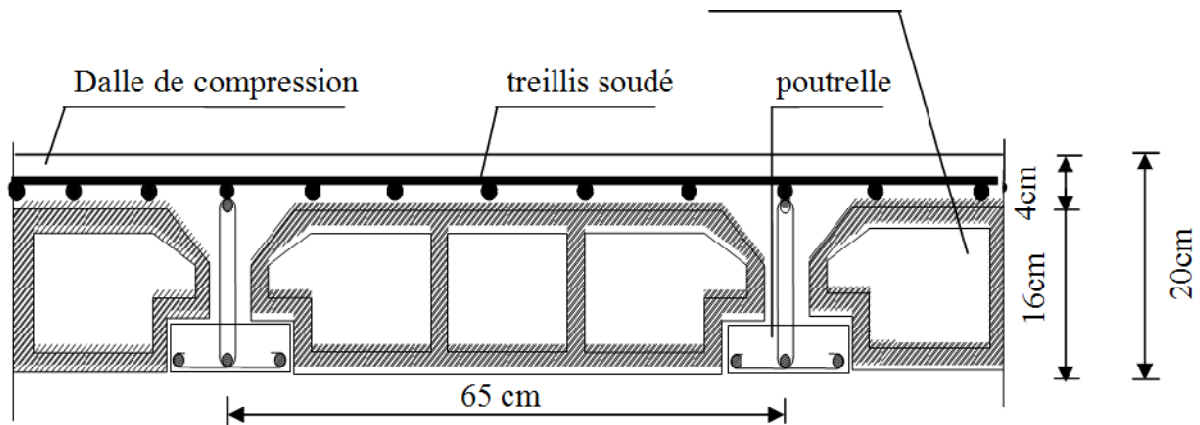
Dans notre cas : $L_{\max} = 465 - 30 = 435 \text{ cm}$

$$h_t = \frac{435}{22,5} = 19,33 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm**.
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm**.



Figure(II.1) : coupe verticale plancher corps creux

2) Plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement, elles peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leur portée ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ L'isolation acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

II.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé. Ils assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue dans les constructions en béton armé :

- les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles.
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

- Hauteur de la poutre : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ (BAEL 91/Art A-4.14)
- Largeur de la poutre : $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

Avec :

L_{max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Toute en respectant les conditions du RPA99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003}).$$

Et on distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales (ou porteuse)
- Les poutres secondaires (ou de chaînage)

1) Les poutres principales :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

Soit : **$h = 35 \text{ cm}$**

➤ **Largeur :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour : **$b = 30 \text{ cm}$** (le min de RPA).

Vérification des conditions du RPA :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,166 < 4$
- Condition Vérifiée

1) Les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{max} = 465 - 30 = 435 \text{ cm}$$

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq h \leq 43,5$$

Soit : **h = 35 cm**

➤ **Largeur :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

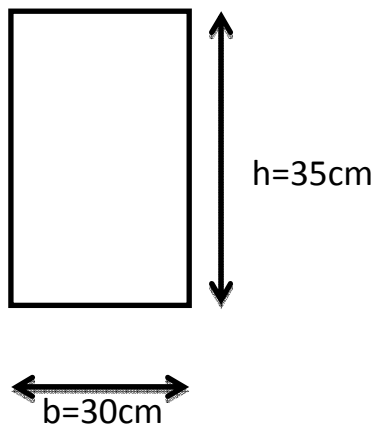
On opte pour : **b = 30 cm** (lemin de RPA).

Vérification des conditions du RPA :

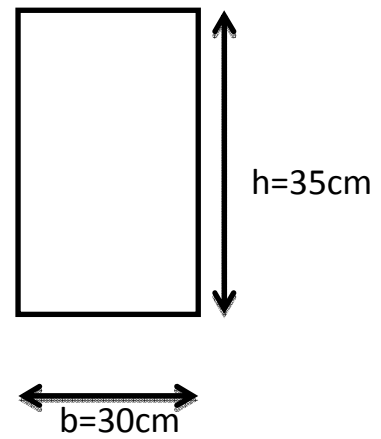
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
 - $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,166 < 4$
- } Condition Vérifiée

Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutre principale **(30 x 35)cm²**
- Poutre secondaire **(30 x 35) cm²**



Figure(II.2) : section d'une poutre principale



figure(II.3) : section d'une poutre secondaire

II.4. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé coulés sur place leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA 99/ V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations :

-Les charges verticales : charges permanente et surcharges.

-les actions horizontales : effet de séisme ou de vent.

L'article 7.7.1 RPA99/ V2003 spécifié que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

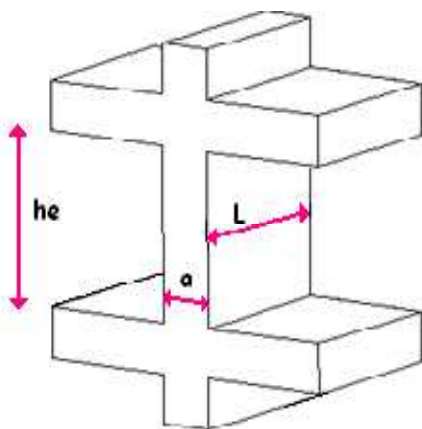
L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow h_e = h - h_t$$

Avec : a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

h_t : épaisseur des planchers.



$$L \geq 4 a$$

Figure (II.4) : Coupe du voile en élévation.

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

➤ pour le sous-sol :

$$h_e = h - h_t = 357 - 20 = 337 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{337}{20} = 16,85 \text{ cm} \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour RDC et autre étage :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} \rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles.

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a$

Dans notre cas : $L_{\min} = 220 \text{ cm} \geq 4a = 80 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

$L_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

II.5. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

a. Les charges permanentes :

1. Les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

• Planchers terrasse inaccessible :

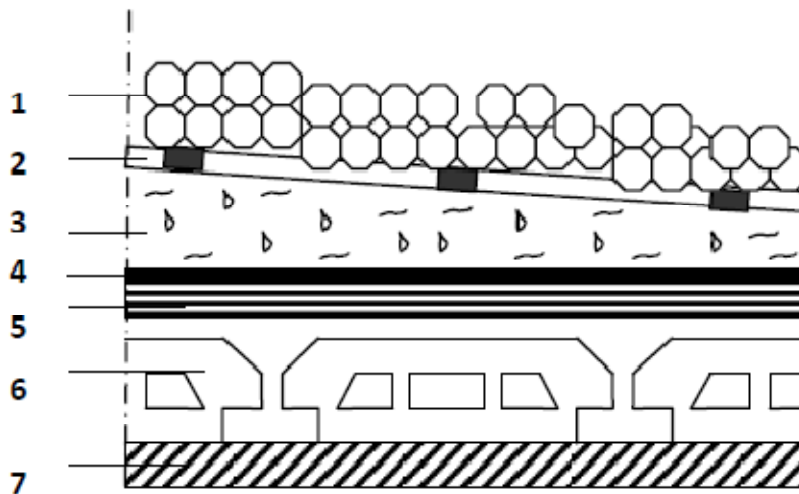


Figure (II.6) : coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane	/	0,01	0,01
5	Isolation thermique	0,04	04	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
total				5,83

Tableau (II.1) : charge permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible.

• Plancher étage courant :

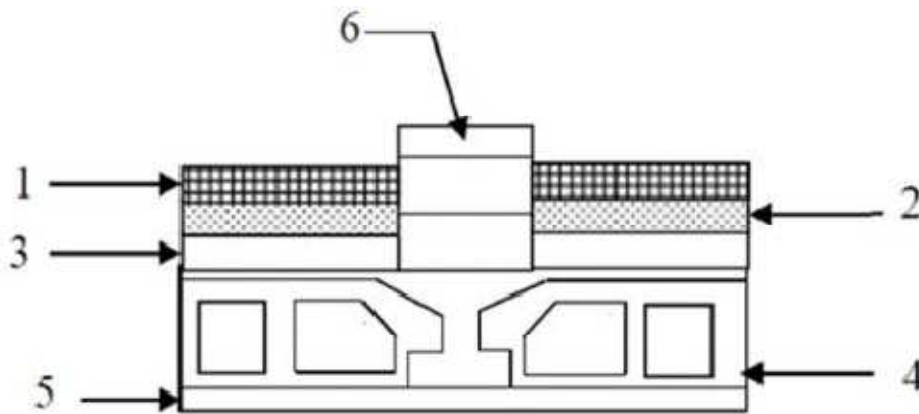


Figure (II.7) : coupe verticale du plancher courant.

N°	Désignation	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux (16 + 4)	0,20	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison en brique creuse	0,10	09	0,90
total				5,44

Tableau (II.2) : charges permanentes du plancher d'étage courant.

• Plancher dalle pleine :

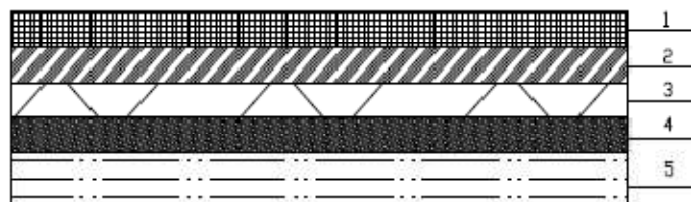


Figure (II.8) : coupe de la dalle pleine.

N°	Désignation	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
total				5,49

Tableau (II.3) : charge permanente de la dalle pleine.

2. La maçonnerie :

Il y'a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs.

- **Mur extérieur :**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

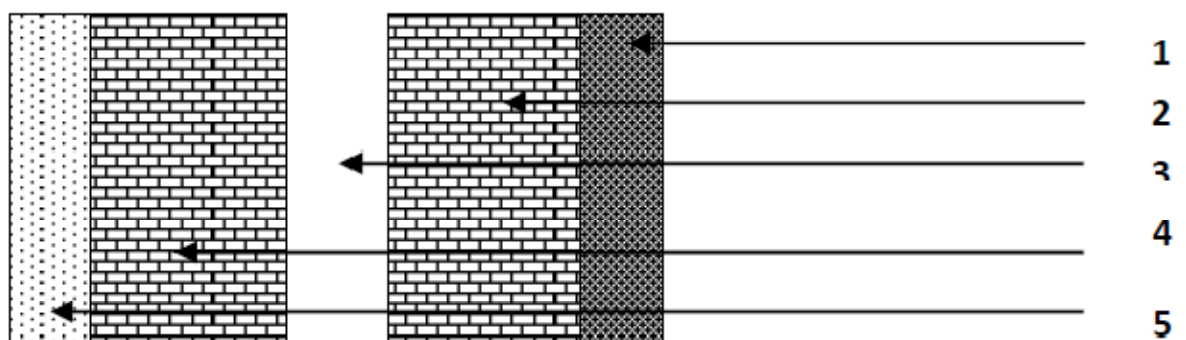


Figure (II.9) : coupe transversale du mur extérieur.

N°	Désignations	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G(KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	09	0,90
3	Lame d'air	0,05	00	00
4	Briques creuses	0,10	09	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
total				2,36

Tableau (II.4) : charges permanentes des murs extérieurs.

- **Mur intérieur :**

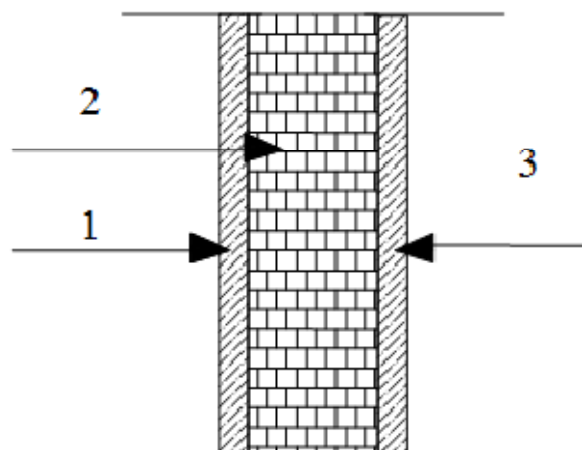


Figure (II.10) : coupe transversale du mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,10	09	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
total				1,30

Tableau (II.5) : charges permanentes des murs intérieurs.

2) Les surcharges d'exploitation :

Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation Q :

Eléments	Surcharges Q (KN/m²)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher de RDC à usage d'habitation	1,5
Plancher sous-sol à usage commerciale	2,5
Dalle pleine	3,5
L'escalier	2,5

Tableau (II.6) : surcharges d'exploitation des différents éléments.

II.6. Les poteaux :

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

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

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N**, on calculera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

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

S : section transversale du poteau,

G : charge conditions suivantes :

Min (b, h) \geq 25 cmen zone **I** et **Ila**.

Min (b, h) \geq 30 cmen zone **III** et **Ilb**.

Min (b, h) $\geq \frac{h_e}{20}$ h_e est la hauteur libre entre étages.

Remarque :

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.6.1. Descente de charge :

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

II.6.2. Localisation du poteau le plus sollicité :

Dans notre cas les poteaux ayant la plus grande portée sont les poteaux C3 il est donc le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité C3 :

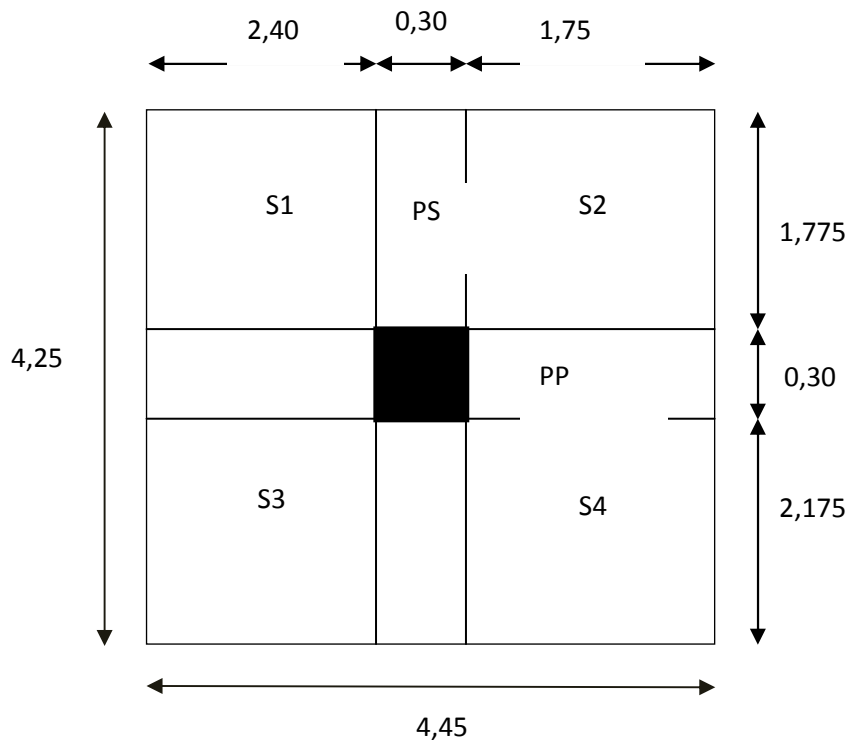


Figure (II.11) : Le poteau le plus sollicité.

Le RPA minimise la section des poteaux à $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour la zone III. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

La surface d'influence :

❖ **Section nette :**

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{nette}} = (2,40 \times 1,775) + (1,75 \times 1,775) + (2,40 \times 2,175) + (1,75 \times 2,175)$$

$$S_{\text{nette}} = 16,38 \text{ m}^2$$

II.6.3. Détermination du poids propre des éléments :

1. Poids propre des poutres :

- Poutre principale : (30 x 35)

Le poids volumique de béton est 25 KN/m^3 .

$$G_{pp} = [(0,30 \times 0,35) \times (2,40 + 1,75)] \times 25 = 10,89 \text{ KN/m}^2.$$

- Poutre secondaires : (30 x 35)

$$G_{ps} = [(0,30 \times 0,35) \times (1,775 + 2,175)] \times 25 = 10,36 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 10,89 + 10,36 = \mathbf{21,25 \text{ KN/m}^2}.$$

2. Poids propre des poteaux : (30 x30)

$$G_{SSOL} = 0,30 \times 0,30 \times 3,57 \times 25 = 8,03 \text{ KN}.$$

$$G_{RDC} = G_{etc} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,88 \text{ KN}.$$

3. Poids propres des planchers :

- Poids de planchers terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = S_{nette} \times G_{pet} = 16,38 \times 5,83 = 95,49 \text{ KN}.$$

- Poids de planchers d'étage courant, RDC et entresol :

$$G_{ec} = S_{nette} \times G_{pec} = 16,38 \times 5,44 = 89,10 \text{ KN}.$$

- Surcharge d'exploitation :

- ❖ Section brute :

$$S_{brute} = 4,45 \times 4,25 = \mathbf{18,91 \text{ m}^2}$$

- Planchers terrasse inaccessible :

$$Q_0 = S_{brute} \times 1 = 18,91 \times 1 = \mathbf{18,91 \text{ KN}}$$

- Planchers à usage d'habitation :

$$Q_{RDC} = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = S_{brute} \times 1,5 = 18,91 \times 1,5 = \mathbf{28,36 \text{ KN}}$$

- Plancher à usage commerciale :

$$Q_{S-Sol} = S_{brute} \times 2,5 = 18,91 \times 2,5 = \mathbf{47,27 \text{ KN}}$$

II.6.4. Loi de dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR B.C 2.2 nous proposent des lois de dégression des charges aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

La loi de dégression des charges s'écrit comme suit : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

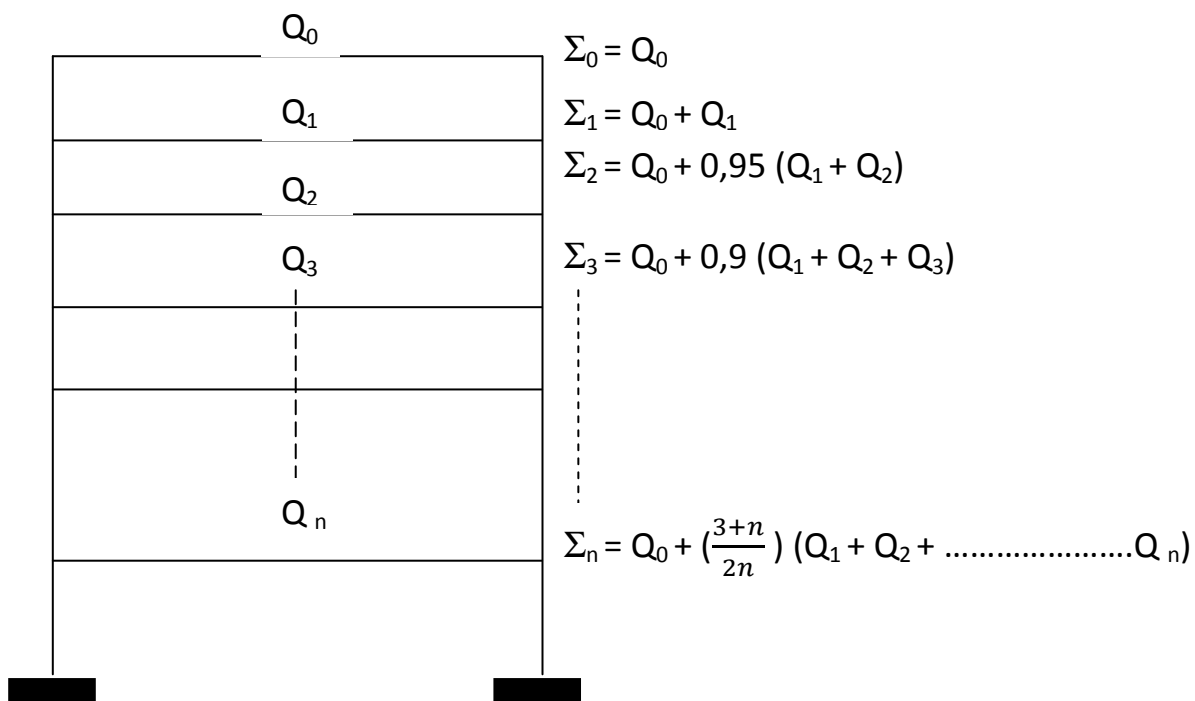


Figure (II.12) : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.

Q_0 : surcharges d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharges d'exploitation de l'étage.

Niveaux	Terrasse	4	3	2	1	RDC	S-Sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tableau (II.7) : coefficients de dégression des surcharges.

- Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opérations	Résultats
Niveau5	$Q_0 = Q_0 \times 1 = 18,91 \times 1$	18,91 KN
Niveau4	$Q_0 + Q_1 = 18,91 + 28,36$	47,27 KN
Niveau3	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 18,91 + 0,95(28,36 \times 2)$	72,79 KN
Niveau2	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,91 + 0,9(28,36 \times 3)$	95,48KN
Niveau1	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18,91 + 0,85(28,36 \times 4)$	115,33 KN
RDC	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18,91 + 0,8(28,36 \times 5)$	132,35KN
E-Sol	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18,91 + 0,75(28,36 \times 5 + 47,27)$	160,71KN

Tableau (II.8) : Surcharges cumulés.

Niveaux	Charges permanentes					Charges d'exploitation		Efforts normaux (KN) N=Gc+Qc	Section (cm2)	
	G planchers	G poutres	G poteaux	G total	G cumul	Q planchers	Q cumul		$S \geq N/\sigma_{bc}$	Section adoptée
5	95.49	21.25	0	116.74	116.74	18.91	18.91	135.65	90.43	35x35
4	89.1	21.25	6.88	117.23	233.97	28.36	47.27	281.24	187.49	35x35
3	89.1	21.25	6.88	117.23	351.2	28.36	72.79	426.83	284.55	40x40
2	89.1	21.25	6.88	117.23	468.43	28.36	95.48	572.42	381.61	40x40
1	89.1	21.25	6.88	117.23	585.66	28.36	115.33	718.01	478.67	40x40
RDC	89.1	21.25	6.88	117.23	702.89	28.36	132.35	863.6	575.73	45x45
E/SOL	89.1	21.25	8.03	118.38	821.27	47.27	160.71	1010.34	673.56	45x45

Tableau (II.9) : Différents sections des poteaux adoptés.

Remarque :

Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s’effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le **tableau (II.9)**.
- Pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d’avoir des sections qui résistent à d’éventuelles efforts dynamique.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ Les sections des poteaux adoptées sont :

Etages	Sections de poteaux (cm ²)
4, 5 étages	35 x 35
1, 2 et 3 ^{ème} étages	40 x 40
Entre sol, RDC	45 X 45

Tableau (II.10) : section des poteaux.

Vérification des conditions du RPA 99/ version 2003 art .7.4.1 :

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

Données par le RPA 99 version 2003

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$en zone III et IIb
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux.

he : hauteur d'étage.

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
45 x 45 entresol, RDC	$\text{Min}(b, h) \geq 30$ cm	$\text{Min}(b, h) = \text{min}(45, 45) =$ $45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > \frac{he}{20} =$ $\frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm}$ $\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > \frac{he}{20} =$ $\frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$	Condition vérifiée
40x 40 1, 2 et 3 étages	$\text{Min}(b, h) \geq 30$ cm	$\text{Min}(b, h) = \text{min}(40,40) =$ $40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{he}{20} =$ $\frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$	Condition vérifiée
35 x 35 4, 5 étages	$\text{Min}(b, h) \geq 30$ cm	$\text{Min}(b, h) = \text{min}(35, 35)$ $= 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20}$ $= 15,3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée

Tableau (II.11) : Tableau récapitulatif des vérifications du RPA.

Conclusion:

Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

II.7. Vérifications des poteaux aux flambements :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments

Comprimés des structures.

- La vérification consiste à calculer l'élanement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

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

λ : élanement du poteau.

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

i : Rayon De giration ($i = \frac{l}{s}$)

I : Moment d'inertie du poteau

S : Section transversale du poteau ($S = h \cdot b$)

$L_0 = h_e$: hauteur libre du poteau.

Donc :

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

Finalement : $\lambda = 2,425 \frac{L_0}{b}$

- Poteaux (45 x 45) $L_o = 3,57\text{m}$ $\longrightarrow \lambda = 19.23 < 50$
- Poteaux (45 x 45) $L_o = 3,06\text{ m}$ $\longrightarrow \lambda = 16.49 < 50$
- Poteaux (40 x 40) $L_o = 3,06\text{ m}$ $\longrightarrow \lambda = 18.55 < 50$
- Poteaux (35 x 35) $L_o = 3,06\text{ m}$ $\longrightarrow \lambda = 21.20 < 50$

Conclusion :

La condition d'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée. Donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère:

III.1.1.Introduction :

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

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

III.1.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales, réalisé en béton armé.

L'acrotère est assimilée à une console encadrée au niveau du plancher terrasse, elle est

Soumise à l'effort « **G** » dû à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » dû à la main

Courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le calcul des armatures se fera à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.

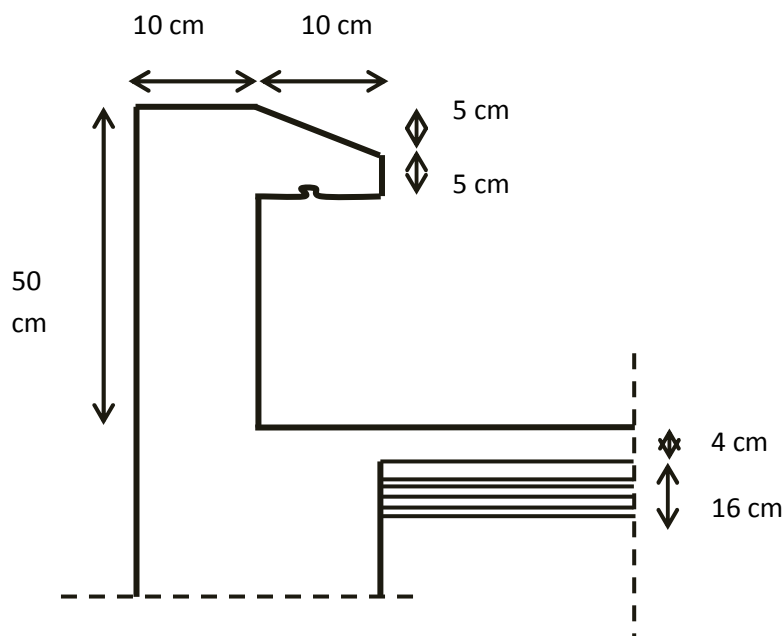


Figure (III.1.1) : Coupe verticale de l'acrotère.

III.1.2.1. Détermination des sollicitations :

- Poids propre « G » :

La détermination des sollicitations se fait pour une bande de 1m de largeur.

$G = \rho \times S_p$: masse volumique du béton = 25kN /m³.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times [(0,5 \times 0,1) + (0,1 \times \frac{0,05}{2}) + (0,05 \times 0,1)]$$

$$G = 1,4375 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation « Q » : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Les efforts internes :

-Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times H = 0,718 \text{ KN}$.

-Effort tranchant : $T = Q \times 1\text{ml} = 1,00 \text{ KN}$.

-Moment fléchissant max (renversement) dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1\text{ml} = 0,5\text{KN.m}$$

III.1.2.2. Diagramme des efforts :

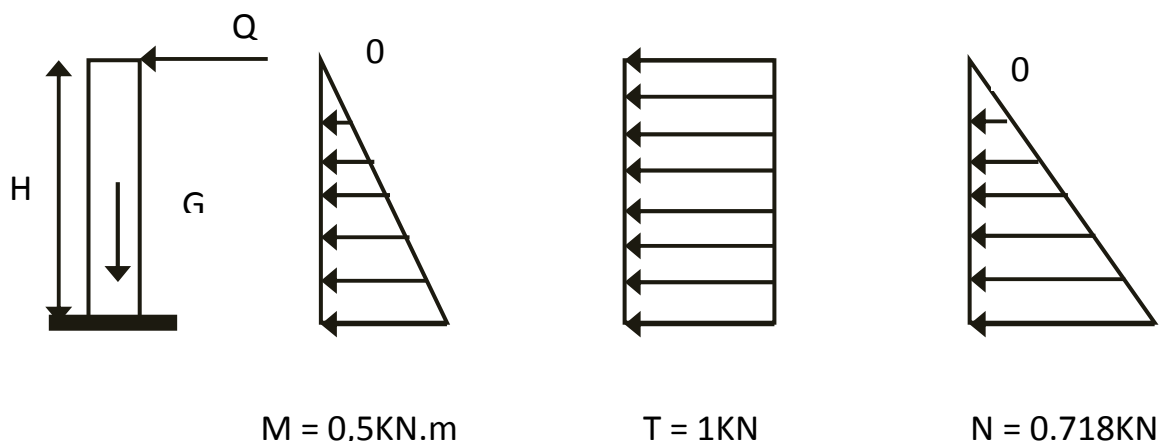


Diagramme des

Moments

Fléchissant M

Diagramme de

l'effort l'effort normal N

tranchant T

Diagramme de

Figure (III.1.2) : Schéma statique de calcul de l'acrotère.

III.1.2.3. Combinaison des Charges :**1. ELU : 1,35G + 1,5Q**

$$N_U = 1,35 N = 1,35 \times 1,4375 = 1,94 \text{ KN}$$

$$T_U = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 M = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

2. ELS : G + Q

$$N_S = N = 1,4375 \text{ KN}$$

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

$$M_S = M = 0,5 \text{ KN.m}$$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_U) et (M_U), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_S) et (M_S).

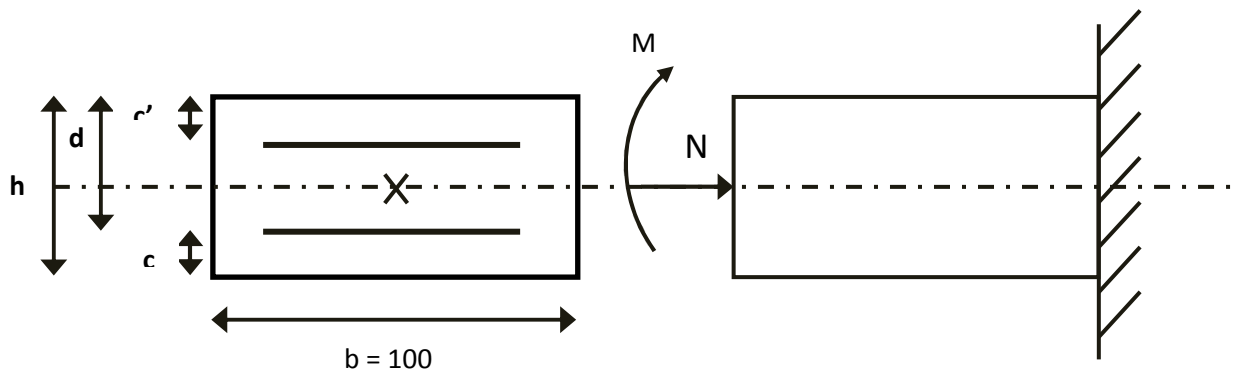


Figure (III.1.3) : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III.1.3.2. Calcul de centre de pression :

$$e_U = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,75}{1,94} = 0,38 \text{ m} = 38 \text{ cm.}$$

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

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

Avec :

M_u : moment du à la compression.

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C : l'enrobage.

Donc :

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

III.1.3.3.Calcul en flexion simple :

❖ Calcul du moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 38 + \left(\frac{10}{2} - 3\right) = 40 \text{ cm} = 0,4\text{m.}$$

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

$$M_f = 1,94 \times 0,4 = \mathbf{0,776\text{KN.m}}$$

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2\text{MPa}$$

$$\mu_b = \frac{0,776 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = \mathbf{0,0111}$$

$\mu_b = 0,0111 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A}$, les armatures comprimée ne sont pas nécessaires **Asc = 0.**

$$\mu_b = 0,0111 \Rightarrow \beta = 0,994$$

❖ **Calcul des armatures fictives (flexion simple) :**

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

Avec :

σ_{st} : Contrainte des aciers tendus.

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

$$A_f = \frac{0,776 \times 10^6}{0,994 \times 70 \times 348} = 32,04 \text{ mm}^2.$$

$$A_f = 32,04 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = \mathbf{0,32 \text{ cm}^2}.$$

❖ **calcul des armatures réelles (flexion composée) :**

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,32 - \frac{1,94 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,264 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \mathbf{A_{st} = 0,264 \text{ cm}^2}.$$

III.1.4. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

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

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

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,5}{1,4375} = 0,347 \text{ m} = 34,7 \text{ cm}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{34,7 - 0,455 \times 7}{34,7 - 0,185 \times 7}$$

$$A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2. \\ A_{st} = 0,264 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

On remarque que $A_{st} < A_{\min}$, la Condition non vérifiée on adoptera la section minimale $A_{st} = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$.

- **Armature principale :**

$$A_{st} = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA } 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 13 \text{ cm}$.

- ❖ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art 5.1, 211) :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

$\gamma_b = 1,5$ (situation courante).

$$\tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition est vérifiée.**

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL 91/ Art A.6, 3) :**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s=1.5$ pour H.A.

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9 d \Sigma U_i}$$

Avec :

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre de barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10.048 \text{ cm.}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10.048} = \mathbf{0,236MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des barres verticales :**

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

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 25,39 \text{ cm} \text{ soit } \mathbf{L_s = 30 \text{ cm.}}$$

❖ **Espacement des barres :**

La fissuration est préjudiciable

Donc : -Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage ferrailages à l'ELU est suffisant.

• **Ferrailage adopté :**

Armatures principales : **4 HA 8 = 2.01 cm²** avec : **St = 25 cm.**

Armatures de répartition: **4 HA 8 = 2.01 cm²** avec : **St = 12cm.**

III.1.6. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

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

Avec :

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

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \Rightarrow k_1 = 43,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 201} = 38,83 \text{ MPa.}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les barres HA (coefficient de fissuration).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{267, 201,63\}$$

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

$$\sigma_{st} = 38,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0,287 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.915 \\ K_1 = 43.82 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{38.83}{43.82} = 0,886 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 0,886 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**
Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

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

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de la zone.

Dans notre cas :

- Zone III
- Groupe d'usage



A=0.25 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : C_p = 0.3.

W_p : Poids de l'acrotère.

W_p = 1,4375 KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,4375 = 0,43 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$$
 condition vérifiée.

Note :

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

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

III.2. Calcul des escaliers :

III.2.1 Définition :

L'escalier est un élément de la structure qui sert à se déplacer d'un étage à l'autre, dans notre cas il est conçu en béton armé coulé sur place. Il est soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

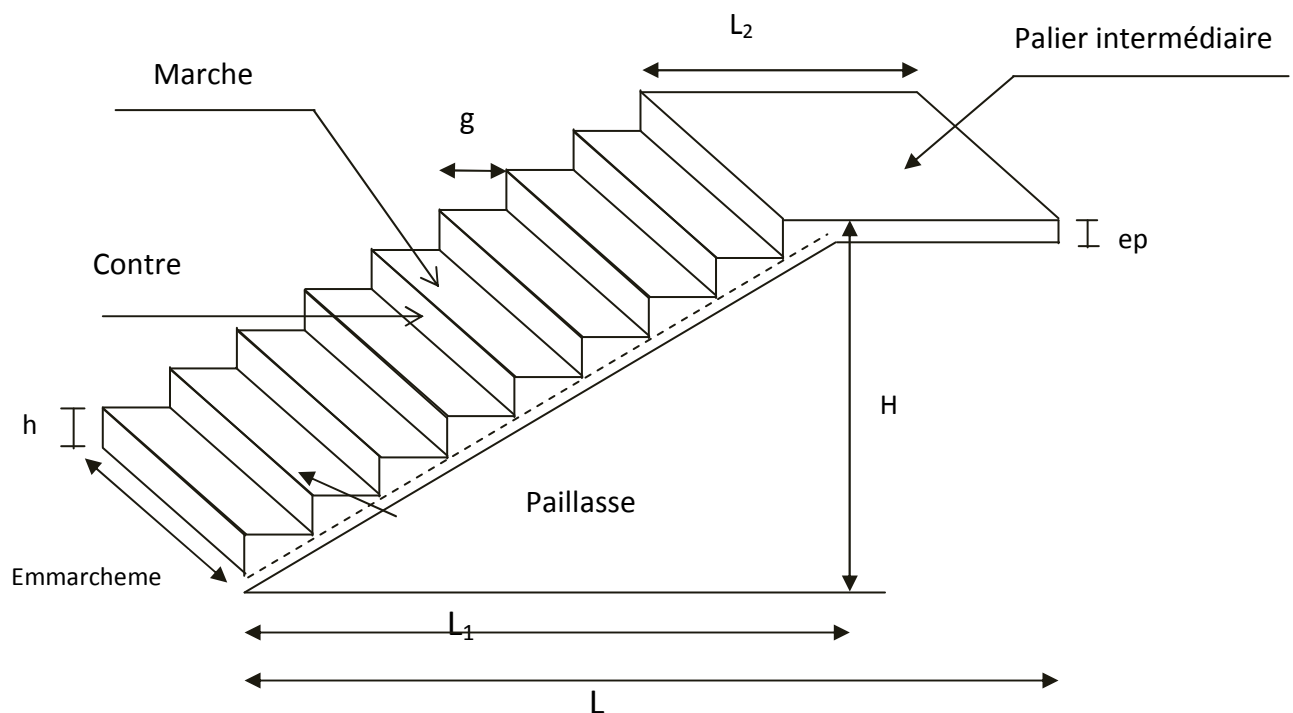


Figure (III.2.1) : Coupe verticale de l'escalier.

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contremarches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .

- **La paillasse** : d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement E** : représente la largeur de la marche.
- **Le palier** : de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées.
- **La montée H** : représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

III.2.2. Pré dimensionnement :

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

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

Avec :

h : hauteur de la contre marche, avec : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

g : largeur de la marche, avec : $28 \text{ cm} \leq g \leq 30\text{cm}$.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L_1}{m}$$

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **h=17cm**.

n : nombre de contre marche.

m = n-1 : nombre de marche pour une volée.

$$\frac{3,06}{2} = 1.53\text{m} \Rightarrow \text{soit deux volées de } 1.53 \text{ m de hauteur.}$$

✓ **Calcul du nombre de contre marches :**

Soit : $h = 17 \text{ cm}$.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Rightarrow \text{soit } n = 9 \text{ contremarche.}$$

✓ **Calcul du nombre de marches :**

Soit : $n=9$

$m = (n-1) = 9-1 = 8 \Rightarrow$ soit $m=8$ marches.

✓ **Calcul de la hauteur du giron :**

D'après la loi de BLONDEL : $28 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$.

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \quad \Rightarrow \quad g = 30 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifier que : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

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

$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable.

III.2.2.1. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

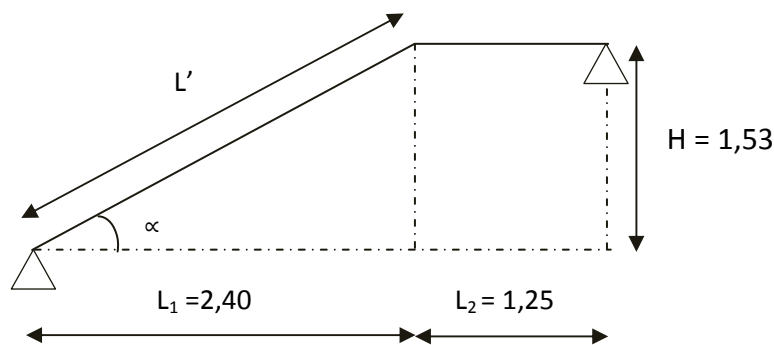


Figure (III.2) : Schéma statique de l'escalier.

✓ La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse (e_p) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse $L = L' + L_2$.

Avec :
$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \longrightarrow \alpha = 32,51^\circ \longrightarrow \cos \alpha = 0.843$$

Donc :
$$L' = \frac{240}{0.843} = 284,69 \text{ cm.}$$

D'où :
$$L = L' + L_2 = 284,69 + 125 = 409,69 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{409,69}{30} \leq e_p \leq \frac{409,69}{20} \longrightarrow 13,65 \leq e_p \leq 20,48$$

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

✓ **Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 15\text{ cm}$.

III.2.3. Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la pailasse on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la pailasse. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur.

a) **Charges permanentes :**

Palier :

Eléments	Epaisseurs	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
couche de sable	0,03	18	0,54
Dalle en béton	0,15	25	3,75
			5,65

Tableau (III.1) : charges permanente du palier.

Volée :

Eléments	Epaisseurs	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
couche de sable	0,03	18	0,54
Marches	$0,17 / 2 = 0,085$	25	2,125
Garde-corps	/	/	0,2
pailasse	$0,15 / \cos(32,51)$	25	4,44
			8,66

Tableau (III.2) : Charges permanentes de la volée.

b) Surcharges d'exploitation :

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

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

c) Combinaison des charges et surcharges :

1) ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

Le palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{11,37 \text{ KN/m}}$.

La volée : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8,66 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{15,44 \text{ KN/m}}$.

2) ELS : $q_s = G + Q$

Le palier : $q_s = G + Q = 5,65 + 2,5 = \mathbf{8,15 \text{ KN/m}}$.

La volée : $q_s = G + Q = 8,66 + 2,5 = \mathbf{11,16 \text{ KN/m}}$.

III.2.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

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

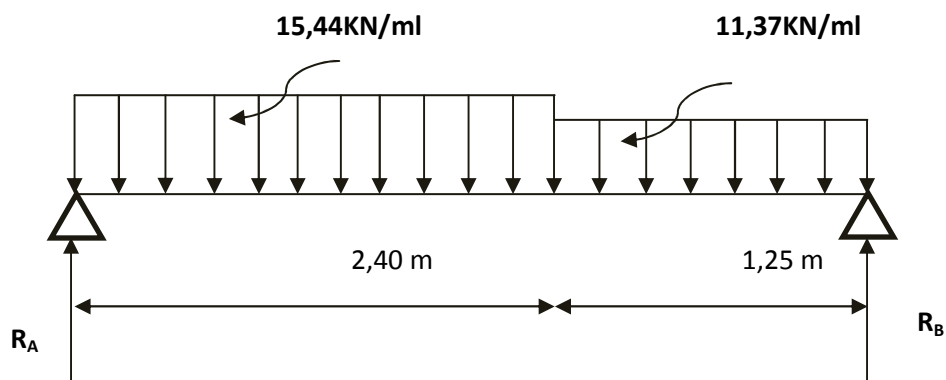


Figure (III.3) : Diagramme des efforts à l'ELU.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,44 \times 2,40) + (11,37 \times 1,25)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 37,05 + 14,21$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 51,26 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 15,44 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 11,37 \times 1,25 \times \left(\frac{1,25}{2} + 2,40\right) - R_B \times (2,40 + 1,25) = 0$$

$$\Rightarrow 44,46 + 42,99 - 3,65 \times R_B = 0$$

$$\Rightarrow 87,45 - 3,65 \times R_B = 0 \quad \Rightarrow 3,65 R_B = 87,45$$

$$\Rightarrow R_B = 23,95 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 51,26 \Rightarrow R_A + 23,95 = 51,26$$

$$\Rightarrow R_A = 27,31 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} R_A = 27,31 \text{ KN} \\ R_B = 23,95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

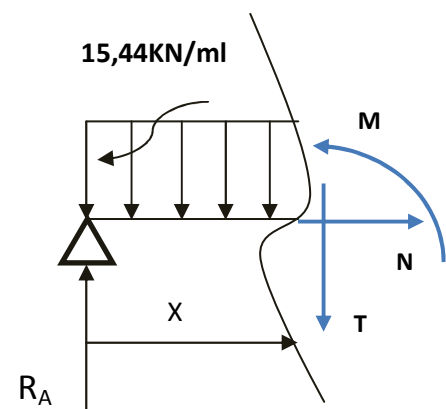
- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$**

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T(x) = -15,44 x + 27,31$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \Rightarrow T(0) = 27,31 \text{ KN.} \\ x = 2,40 \text{ m} \quad \Rightarrow T(2,40) = -9,74 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M(x) = -15,44 x \frac{x^2}{2} + 27,31 x$$

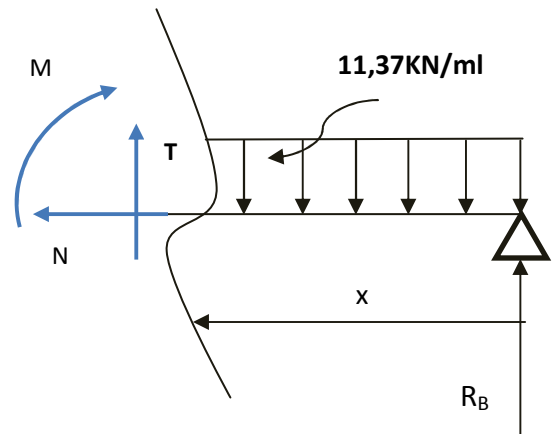
$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 2,40 \text{ m} & \Rightarrow M(2,40) = 21,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,25 \text{ m}$**

Effort tranchant :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T(x) = 11,37 x - 23,95$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T(0) = -23,95 \text{ KN} \\ x = 1,25 \text{ m} & \Rightarrow T(1,25) = -9,74 \text{ KN.} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M(x) = -11.37 x \frac{x^2}{2} + 23,95 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 1,25 \text{ m} & \Rightarrow M(1,25) = 21,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$T(x) = -15,44x + 27,31$	$M(x) = -15,44 x \frac{x^2}{2} + 27,31 x$	0	27,31	0
			2,4	-9,74	21,07
$0 \leq x \leq 1.25$	$T(x) = 11,37 x - 23,95$	$M(x) = -11,37 x \frac{x^2}{2} + 23,95 x$	0	-23,95	0
			1,25	-9,74	21,07

Calcul du M_{\max} :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15,44 x + 27,31 = T = 0 ; M = M_{\max}$$

$$T(x) = -15,44 x + 27,31 = T = 0 \Rightarrow x = 1,77 \text{ m.}$$

$$M(x=1.77) = -15,44 x \frac{(1.77)^2}{2} + 27,31 x 1.77$$

$$M_{\max} = 24,15 \text{ KN.m}$$

Remarque : En tenant compte des semi encastrement les moments max en travée et en appuis sont affectés des coefficients réducteur 0.85 et 0.3 respectivement.

Aux appuis : $M_{\text{appui}}^u = -0,3 M_{\text{max}} = -0,3 \times 24,15 = -7,24 \text{KN.m}$

Aux travées : $M_{\text{travée}}^u = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 \times 24,15 = 20,52 \text{KN.m}$

❖ **Diagramme des efforts interne à l'ELU :**

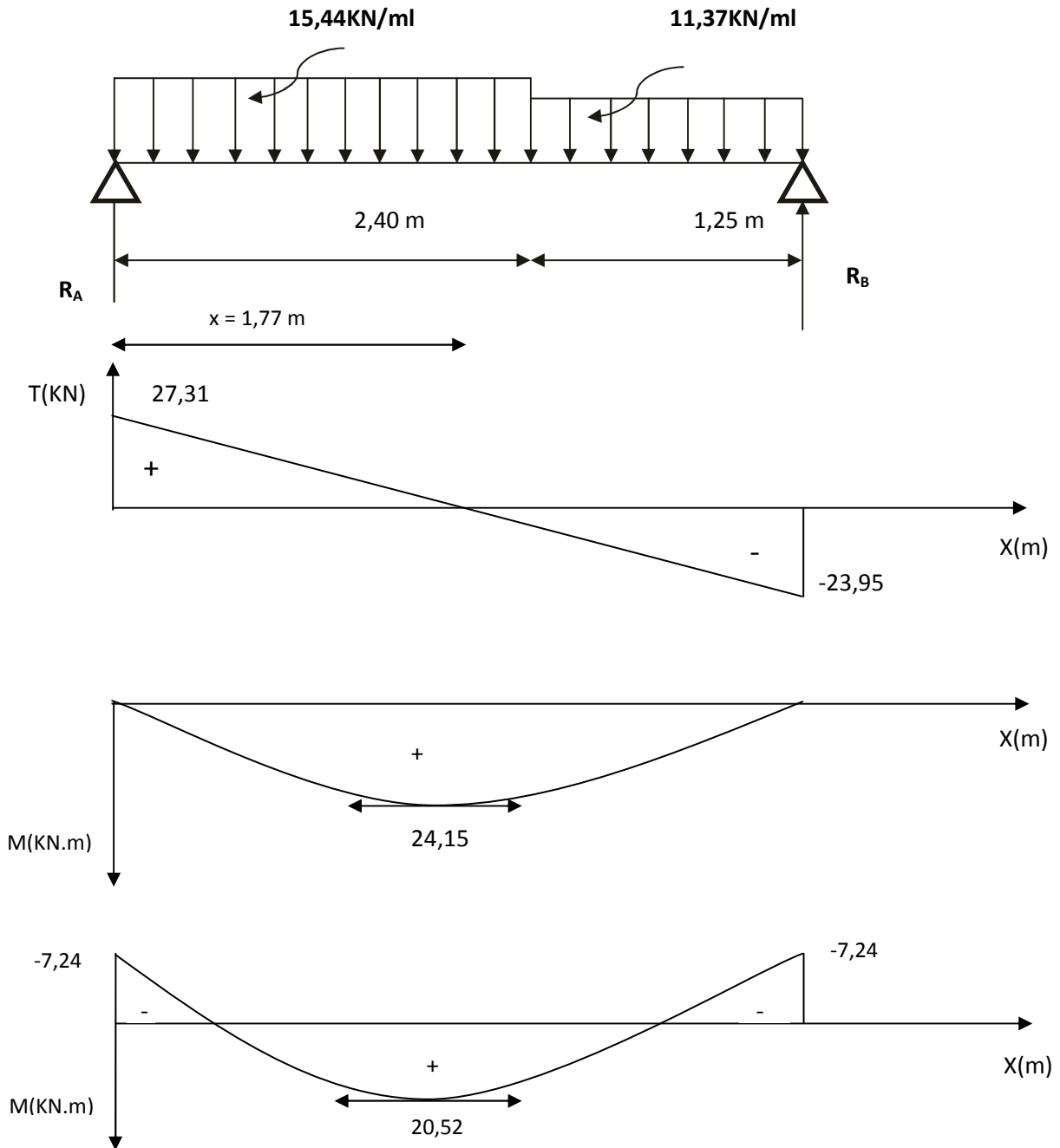


Figure III.5.7: Diagrammes des efforts interne à l'ELU.

III.2.5. Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -7,24 \text{ KN.m}$$

• **Armature principale :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,24 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,035$$

$$\mu_a = 0,035 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,24 \times 10^3}{0,982 \times 12 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5 HA 10 = 3.93 cm² avec S_t = 20 cm.

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5 HA 8 = 2.51 cm² avec S_t = 20 cm.

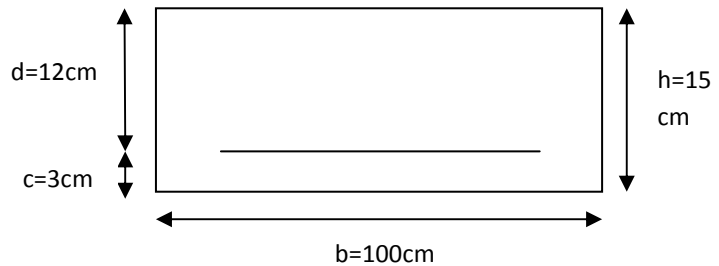
➤ **En travées :**

$$M_t = 20,52 \text{ KN.m}$$

• **Armature principale :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,100$$

$$\mu = 0,100 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$



$$\mu = 0,100 \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,52 \times 10^3}{0,947 \times 12 \times 348} = 5,188 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5 HA 12 = 6,65 cm² avec S_t = 20 cm.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,65}{4} = 1,66 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5 HA 8 = 2.51 cm² avec S_t = 20 cm.

III.2.6. Les vérifications à l'ELU :

a) Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

L'espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armature principale :**

$$S_t \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{avec } h = 15 \text{ cm}$$

- Aux appuis : S_t = 20 ≤ 33cm
 - En travées : S_t = 20 ≤ 33cm
- } **condition vérifiée**

- **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{avec } h = 15 \text{ cm}$$

- Aux appuis : S_t = 20 ≤ 45cm
 - En travées : S_t = 20 ≤ 45cm
- } **condition vérifiée**

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

- Aux appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2$
 - En travées : $A_t = 6,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2$
- } **condition vérifiée**

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

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

$$T_u^{\max} = 27.31 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211)}$$

$$\tau_u = \frac{27,31 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0,227 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

• **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : $a = 0.9d = 10,8 \text{ cm}$

$$T_u = 27,31 \leq 0,4 \times 100 \times 10,8 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 27,31 \text{ KN} < 720 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $A_s \geq \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right) \frac{1,5}{f_e}$

$$3.93 \geq \left(27,31 + \frac{7,24}{0,9 \times 12} \right) \times \frac{1,5}{400}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.105 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (BAEL 91/Art A6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum u_i} \quad \text{avec: } \sum u_i \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,31 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,34 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal.

f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91/ Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec: } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa.}$$

$$\Psi_s = 1,5 ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

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

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0,4 \cdot l_s$ Pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{cm} \quad \text{soit : } L_a = 17 \text{ cm.}$$

III.2.7. Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.

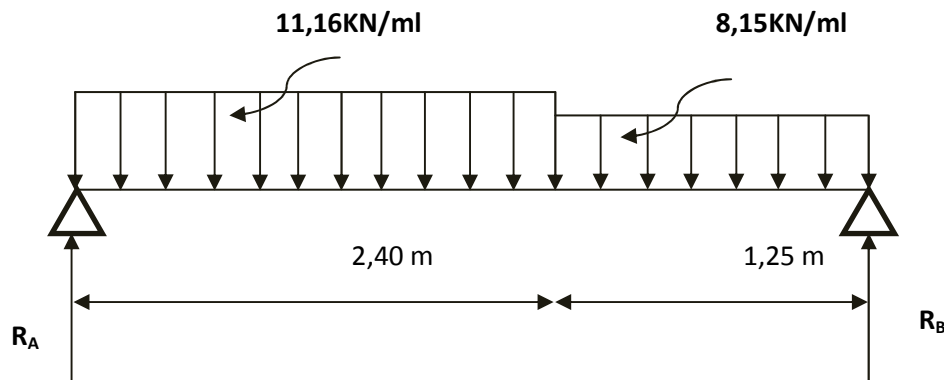


Figure (III.3) : Diagramme des efforts à l'ELS.

- **Combinaison de charges :**

Palier : $q_s = G + Q = 5,65 + 2,5 = 8,15 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s = G + Q = 8,66 + 2,5 = 11,16 \text{ KN/ml}$

- **Les réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,16 \times 2,40) + (8,15 \times 1,25)$$

$$R_A + R_B = 26,78 + 10,18 = 36,96 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow 11,16 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 8,15 \times 1,25 \times \left(\frac{1,25}{2} + 2,40\right) - R_B \times (2,40 + 1,25) = 0$$

$$\Rightarrow 32,14 + 30,81 - 3,65 \times R_B = 0$$

$$\Rightarrow 62,95 - 3,65 \times R_B = 0 \quad \Rightarrow 3,65 R_B = 62,95$$

$$\Rightarrow R_B = 17,24 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 36,96 \Rightarrow R_A + 17,24 = 36,96$$

$$\Rightarrow R_A = 19,72 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 19,72 \text{ KN} \\ R_B = 17,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$**

Efforts tranchants :

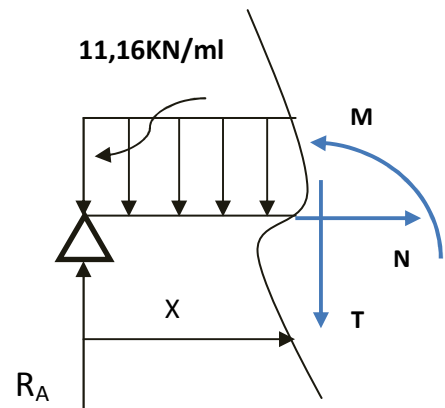
$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = -11,16x + 19,72$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T(0) = 19,72 \text{ KN.} \\ x = 2,40\text{m} & \Rightarrow T(2,40) = -7,064 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = -11,16x \frac{x^2}{2} + 19,72x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 2,40 \text{ m} & \Rightarrow M(2,40) = 15,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ **2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$**

Effort tranchant :

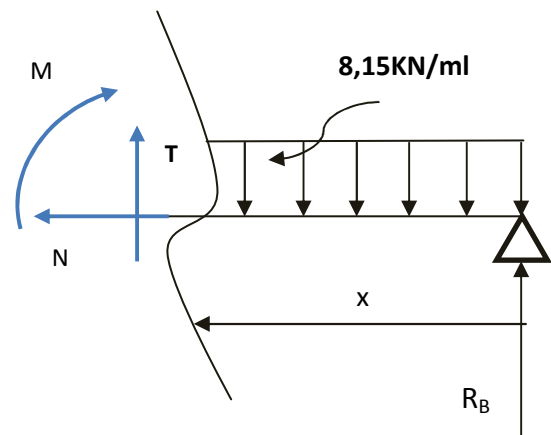
$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T(x) = 8,15x - 17,24$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T(0) = -17,24 \text{ KN} \\ x = 1,25\text{m} & \Rightarrow T(1,25) = -7,0525 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M(x) = -8,15x \frac{x^2}{2} + 17,24x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 1,25 \text{ m} & \Rightarrow M(1,25) = 15,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.4$	$T(x) = -11,16x + 19,72$	$M(x) = -11,16x \frac{x^2}{2} + 19,72x$	0	19,72	0
			2,4	-7,06	15,18
$0 \leq x \leq 1.25$	$T(x) = 8,15x - 17,24$	$M(x) = -8,15x \frac{x^2}{2} + 17,24x$	0	-17,24	0
			1,25	-7,06	15,18

Calcul du moment max : $M(x) = -11,16 x \frac{x^2}{2} + 19,72 x$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11,16 x + 19,72 = 0 \Rightarrow x = 1,77 \text{ m.}$$

Le moment $M(x)$ est max pour la valeur $x = 1,77\text{m}$.

$$\text{Donc : } M_{\max} = -11,16 x \frac{(1,77)^2}{2} + 19,72 x 1,77$$

$$M_{\max} = 17,42 \text{ KN.m}$$

Remarque : En tenant compte des semi encastrement les moments max en travée et en appuis sont affectés des coefficients réducteur 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Aux appuis : } M_{\text{appuis}}^u = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 17,42 = -5,22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux travées : } M_{\text{travée}}^u = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 17,42 = 14,80 \text{ KN.m}$$

❖ **Diagramme des efforts interne à l'ELS :**

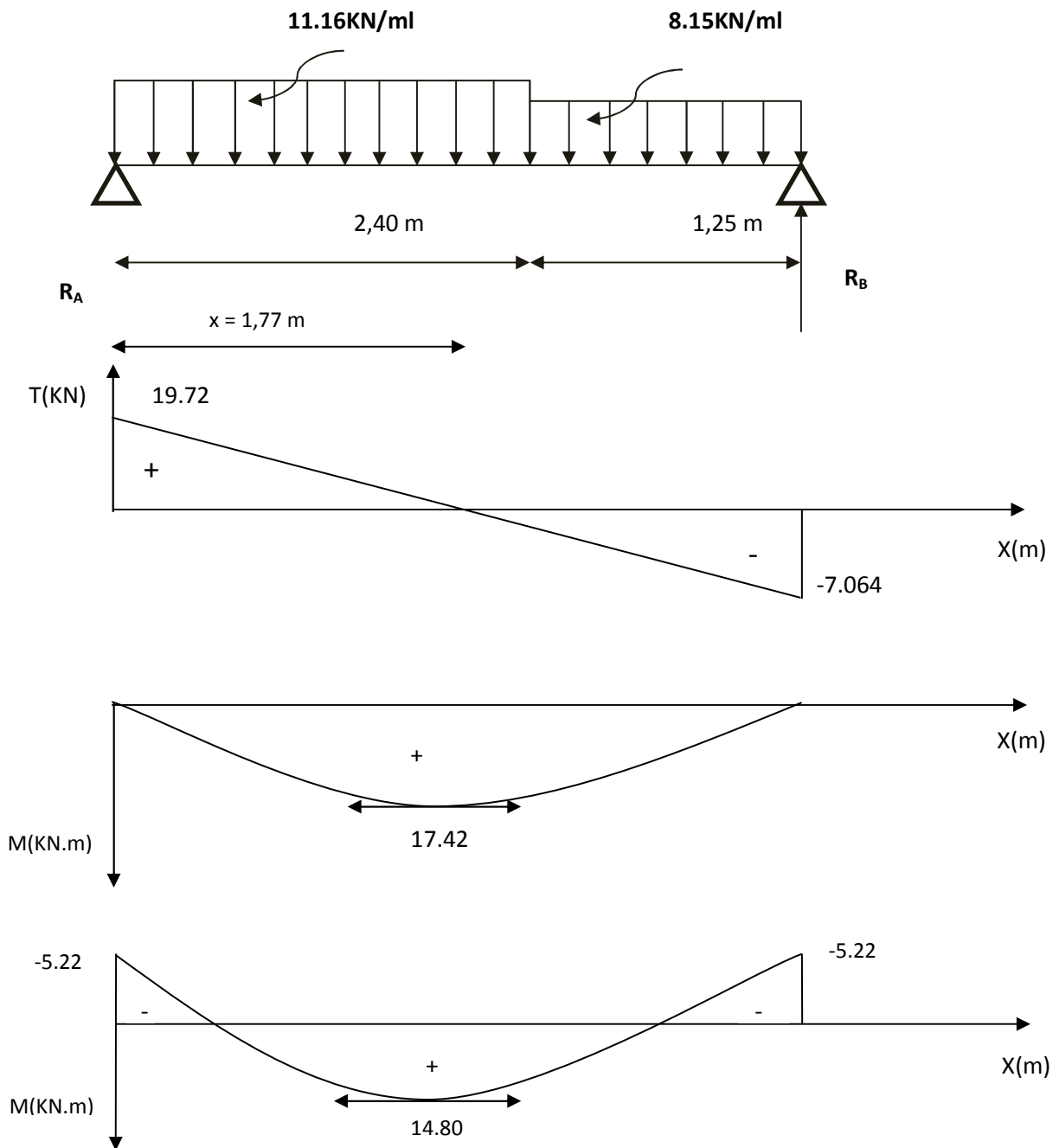


Figure (III.5.7) : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.2.8.Vérifications à ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15\text{MPa}$.

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,327$$

$$\rho_1 = 0,327 \Rightarrow \beta_1 = 0,910 \Rightarrow k_1 = 40,56$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5,22 \times 10^3}{0,910 \times 12 \times 3,93} = 121,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{121,63}{40,56} = 2,99\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,99\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,65}{100 \times 12} = 0,554$$

$$\rho_1 = 0,554 \Rightarrow \beta_1 = 0,889 \Rightarrow k_1 = 30,04$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{14,80 \times 10^3}{0,889 \times 12 \times 6,65} = 208,62\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{208,62}{30,04} = 6,94\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,94\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.2)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

Vérification :

h = 15 cm ; L = 365cm ; f_e = 400MPa

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{365} = 0,041 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

- **Calcul de la flèche**

On va vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm.}$$

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

Avec :

$$q_s^{max} = 11,16 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

B_0 : surface de la Section homogène.

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 6,65 \times 12$$

$$S_{xx} = 12447 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 6,65)$$

$$B_0 = 1599.75 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12447}{1599.75} = 7,78 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,78 = 7,22 \text{ cm.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène

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

$$I = \frac{100}{3} \times (7,78^3 + 7,22^3) + 15 \times 6,65 (7,22 - 3)^2$$

$$I = 30018.98 \text{ cm}^4.$$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,16 \times (3,65)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 30018,98} = 0,079 \text{ cm}$$

$$f = 0,079 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,73 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

➔ L'escalier sera ferrillé comme suite :

Aux appuis :

-Armature principale : $A_p = 5 \text{ HA } 10 \Rightarrow e=20\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 5 \text{ HA } 8 \Rightarrow e=20\text{cm}$

En travées :

-Armature principale : $A_p = 5 \text{ HA } 12 \Rightarrow e=20\text{cm}$

-Armature secondaire : $A_r = 5 \text{ HA } 8 \Rightarrow e=20\text{cm}$

III-3-Calcul de la poutre palière :**III-3-1-Pré-dimensionnement :****Hauteur :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids de mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 2,90m (entre nus d'appuis)

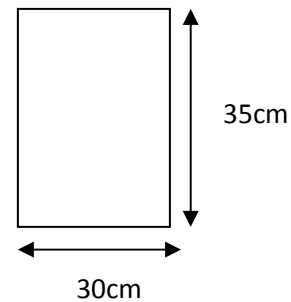
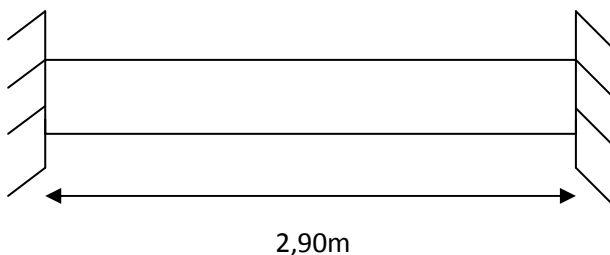


Figure III-3-1 : Schéma de la poutre palière

Figure III-3-2 : Section de la poutre palière

- La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

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

L : longueur libre entre nus d'appuis

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \rightarrow 19,33cm \leq h_t \leq 29cm.$$

On prend : $h_t = 35cm$

- La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14cm \leq b \leq 24,5cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On prend: $b=30cm$

Recommandations de RPA (Art 7.5.1)

$$b \geq 30cm$$

$$h \geq 35cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,2 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 35)$

Détermination des charges :

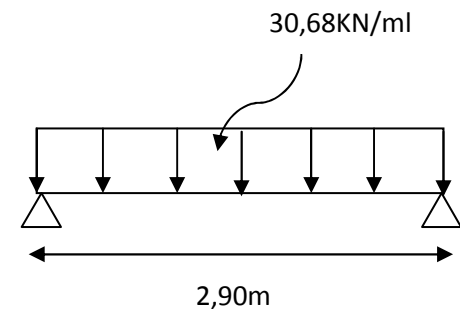
- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{KN/ml}$
- Poids de mur : $G_M = 2.36 \times 1 = 2,36 \text{KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = R_B = 23,95 \text{KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = R_B = 17,24 \text{KN}$

III-3-2-Calcul à l'ELU :

III-3-2-1-Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 \times (2,625 + 2,36) + 23,95 = 30,68 \text{KN/ml}$$



Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{30,68 \times 2,90^2}{8} = 32,25 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{30,68 \times 2,90}{2} = 44,49 \text{KN}$$

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

$$M_{uap} = -0,3M_u = -9,204 \text{KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85M_u = 26,078 \text{KN.m}$$

III-3-2-2-Diagramme du moment et de l'effort :

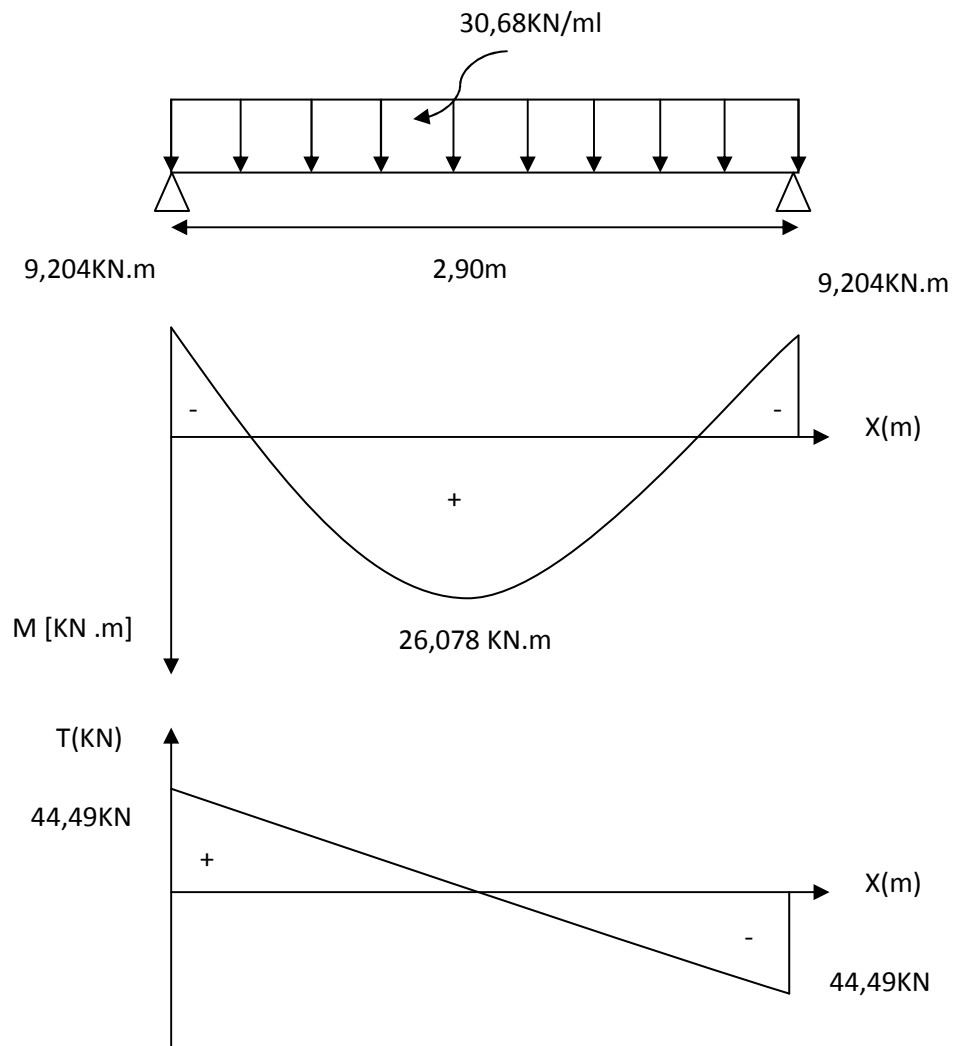


Figure (III.3.3) : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

III-3-2-3-Ferraillage:

En travées :

 $h=35\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=32\text{cm}$; $c=2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,078 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,060$$

$$\mu = 0,060 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA)$$

$$\mu=0,060 \rightarrow \beta_1 = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{26,078 \times 10^3}{0,969 \times 32 \times 348}$$

$$A_{st} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = \mathbf{3HA12} = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9,204 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu=0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA)$$

$$\mu=0,022 \rightarrow \beta_1 = 0,989$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{9,204 \times 10^3}{0,989 \times 32 \times 348}$$

$$A_{sa} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{sa} = \mathbf{3HA10} = \mathbf{2,35 \text{ cm}^2}$$

III-3-3-Vérification à l'ELU:

III-3-3-1-Condition de non fragilité (Art-4.2, 1 BAEL):

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{- En travée : } A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Aux appuis: } A_{sa} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,16 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

III-3-3-2-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL):

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $T_u = \mathbf{44,49 \text{ KN}}$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{44,49 \times 10^3}{300.320} = \mathbf{0,46 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-3-3-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art-5-1-3-2, BAEL):

a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(44,49 \times 10^3 + \frac{9,204 \times 10^6}{0,9 \times 320} \right) = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_a = 2,19 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Influence sur le béton :

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

$$T_{umax} = 44,49 \text{ KN} \leq (0,4 \times 300 \times 0,9 \times 320 \frac{25}{1,5}) 10^{-3} = 576 \text{ KN} \rightarrow$$

Condition vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

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

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm} .$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{44,49 \cdot 10^3}{0,9 \times 320 \times 11,304 \times 10} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III-4-3-4-Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 10; 30 \} = 10 \text{ mm}$$

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

III-3-3-5-Ecartement des barres :

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

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{3,14}{0,003 \times 30} = 34,89 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{ 8,75 \text{ cm}; 12 \text{ cm} \}$$

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

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm}$$

III-3-3-6-Ancrage des barres (Art-6-1-2) :

- Ancrage des barres aux appuis :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Forfaitairement : $l_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \rightarrow l_s = 48 \text{ cm}$

III-3-4-Calcul à l'ELS :

III-3-4-1-Combinaison des charges:

$$q_s = G + R_s$$

R_s : Réaction du palier à l'ELS

$$G = G_m + G_p$$

$$q_s = (2,625 + 2,36) + 17,24 = 22,225 \text{ KN/ml}$$

-Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22,225 \times 2,90^2}{8} = 23,364 \text{ KN.m}$$

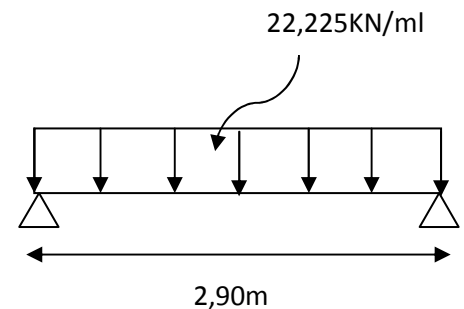
-L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22,225 \times 2,90}{2} = 32,226 \text{ KN}$$

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

$$M_{sa} = -0,3M_s = -7,009 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 19,859 \text{ KN.m}$$



III-3-4-2-Vérification des contraintes:

- Etat limite de compression du béton :

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{app}}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 32} = 0,245 \rightarrow \beta_1 = 0,921 \rightarrow \alpha_1 = 0,237.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,237}{15(1-0,237)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{app}} = \frac{7,009 \times 10^6}{0,921 \times 320 \times 339} = 70,15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,025 \times 70,15 = 1,75 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 1,75 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{tr}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32} = 0,353 \rightarrow \beta_1 = 0,908 \rightarrow \alpha_1 = 0,276.$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,276}{15(1-0,276)} = 0,025.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{tr}} = \frac{19,859 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 339} = 201,61 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,025 \times 201,61 = 5,04 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 5,04 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-4-2-Vérification de la flèche:

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les tris conditions suivantes sont vérifiés :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,35}{2,90} = 0,120 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \rightarrow 0,120 > \frac{M_{st}}{10M_{0s}} = \frac{19,859}{10 \times 23,364} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A_{st}}{bd} = \frac{3,39}{30 \times 32} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Etat limite de déformation :

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

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

III.4. Etude du plancher :**III.4.1- Introductions :**

Notre projet est constitué de plancher en corps creux très communément employés dans les Bâtiments d'habitation.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens de la petite portée.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance **(TLE 520)** ayant comme fonction de :
 - Limier les risques de fissuration par retrait
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées
 - Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

III.4.2. Etudes ferrailage de la dalle de compression :

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le

(BAEL.B6.8.423).

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- **Armatures perpendiculaires (aux poutrelles) :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec :

L: La distance entre axes des poutrelles compris entre 50 cm et 80 cm, on prend $l = 65 \text{ cm}$.

f_e : Limite d'élasticité des aciers en (Mpa)

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

Soit : $A_{\perp} = 5T4/\text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec : un espacement $St = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles (//) aux poutrelles :**

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

Soit : $A_{//} = 5T4/\text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec : un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé dimension **(5x200)mm²**.

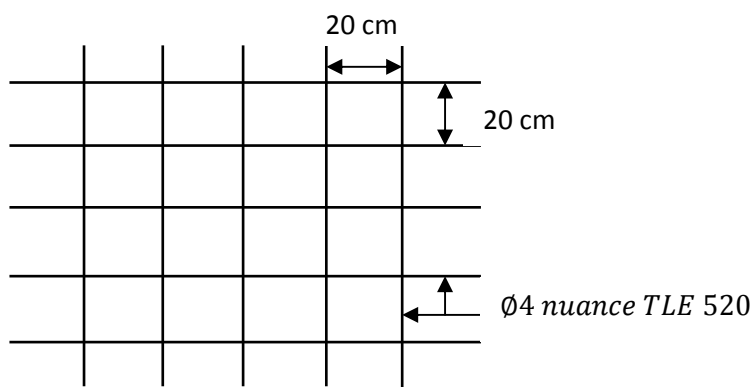


Figure (III .4.1) : Treillis soudé (20x20) cm.

III.4.2.3- Étude des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui

Supporte la plus grande charge d'exploitation .Elle se calcule comme une section en T

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes avant et après coulage du béton.

- **Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12×4) cm^2 reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- **Charges permanentes :**

- **Poids propre:** $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- **Poids du corps creux :** $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- **Poids totale :** $G_{tot} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ ml.}$
- **Surcharge de l'ouvrier :** $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

3-Ferraillage à l'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable.

- ✓ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2.5 \text{ KN /ml}$$

$q_u = 2,5$

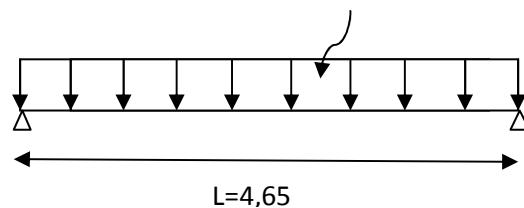


Figure (III.4.2) : schéma statique de la travée

- ✓ **Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,5 \cdot 4,65^2}{8} = 6,757 \text{ KN.m}$$

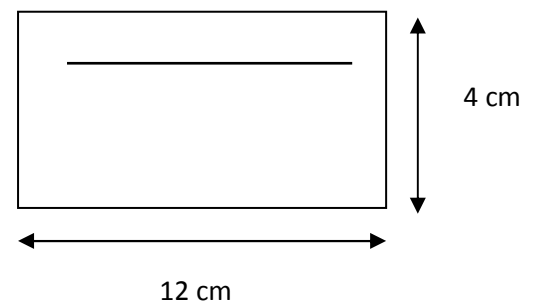
- ✓ **Effort tranchant max :**

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \cdot 4,65}{2} = 5,813 \text{ KN}$$

- ✓ **Calcul des armatures :**

Soit :

- b : largeur de la section.
- $d = h_0 - c = 4 - 3 = 1 \text{ cm.}$
- $c = 3 \text{ cm.}$



- $h_0 = 4 \text{ cm}$
- $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$: contrainte du béton à la compression.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,757 \times 10^6}{120 \times 10^2 \times 14,2} = 39,65 > \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{Section doublement armé (SDA).}$$

Remarque :

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser (armatures de compression et de traction) vue la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises de manière à ce que les armatures comprimés ne soient pas nécessaires.

➤ **après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre

Continue de section en T reposant sur plusieurs appuis .Les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles, ces dernières doivent reprendre leur poids propre, le poids de corps creux et celui de la dalle de compression

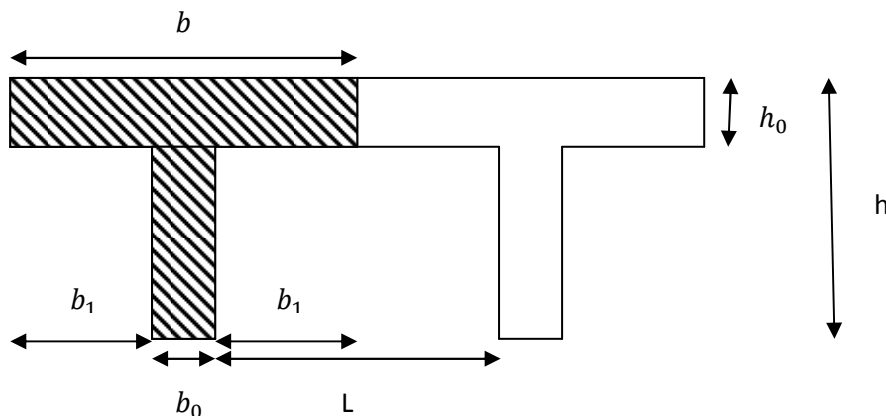


Figure (III.4.4) : Dimension de la poutrelle

▪ **Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0\right)$$

$h = (16+4)=20$ cm : hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4$ cm : épaisseur de la dalle de compression.

$b_0 = 12$ cm : largeur de la nervure.

b : largeur de l'ourdis de chaque côté de la nervure.

$L = 465$ cm : portée de la grande travée.

L_0 : distance entre deux parements voisins des deux poutrelles ($L_0 = 65 - 12 = 53$ cm).

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{465}{10}; 8 \times 4\right) = \min(26,5; 46,5; 32)$$

Donc : $b_1 = 26,5$ cm

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

➤ **Calcul des chargements :**

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre du plancher (étage terrasse inaccessible): $G = 5,83 \times 0,65 = 3,790$ KN /m.

Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 6,18 \times 0,65 = 4,017$ KN /m

Poids propre du plancher (étage commercial) : $G = 5,54 \times 0,65 = 4,017$ KN/m

➤ **charges d'exploitations :**

Charge d'exploitation :(plancher terrasse inaccessible) : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$ KN/ml

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

Charge d'exploitation (plancher étage commercial) : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625$ KN/ml

➤ **Combinaison de charges :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,790) + (1,5 \times 0,65) = 6,092$ KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 3,790 + 0,65 = 4,440$ KN/ml

➤ **plancher étage courant :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,017) + (1,5 \times 0,975) = 6,885$ KN/ml

ELS : $q_s = G + Q = 4,017 + 0,975 = 4,992$ KN/ml

➤ **plancher étage de commercial :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,017) + (1,5 \times 1,625) = 7,860$ KN/ml

$$\text{ELS: } q_s = G+Q = 4,017 + 1,625 = 5,642 \text{ KN/ml}$$

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

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

$$\text{La combinaison à l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,860 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La combinaison à l'ELS : } q_s = G+Q = 4,017 + 2,275 = 5,642 \text{ KN/ml}$$

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

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

IV - Choix de la méthode :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

✓ **Méthode forfaitaire :**

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$Q = 3.5 \text{ (service)} \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2) = 8,034 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition est vérifiée}$

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

3°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- **Poutre (sur cinq appuis) :**

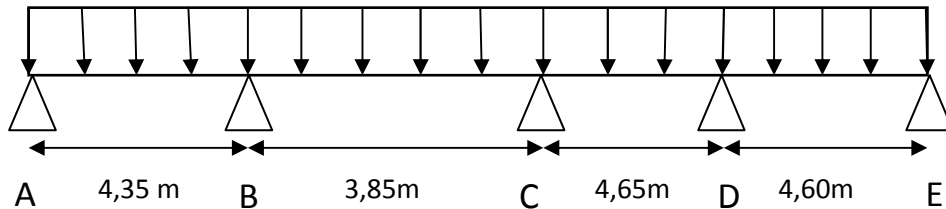


Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{L_1}{L_2} = \frac{4,35}{3,85} = 1,12$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3,85}{4,65} = 0,83$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4,65}{4,60} = 1,01$$

—————> Condition vérifiée

➤ Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

b- Principe de la méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment

M_0 Dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

c- Exposé de la méthode :

- M_0 : la valeur du moment max dans la travée indépendante $M_0 = \frac{q l^2}{8}$
- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_t : la valeur du moment max en travée de la travée considérée.

$\frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,625}{4,017+1,625} = 0,29 \longrightarrow \alpha = 0,29$$

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

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0$ et $(1,2 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05\alpha$
- $M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2}M_0 \longrightarrow$ dans le cas d'une travée de Rive
- $M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2}M_0 \longrightarrow$ dans le cas d'une travée Intermédiaire

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-encastés.

III.4.4- Calculs à L'ELU :

➤ Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,625}{4,017+1,625} = 0,29 \longrightarrow \alpha = 0,29$$

$$\frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} = \frac{1,2+0,3(0,29)}{2} = 0,64$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3(0,29)}{2} = 0,54$$

$$1+0,3\alpha = 1,09 > 1,05$$

➤ Calcul des moments :

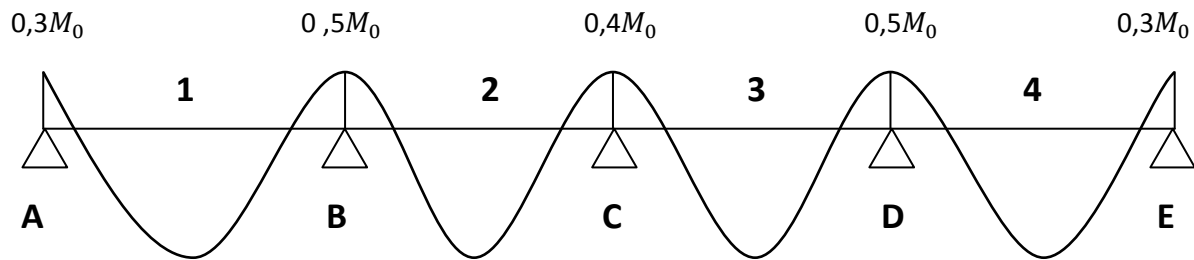
a. Les moments isostatiques :

$$M_{0AB} = \frac{qL_{AB}^2}{8} = \frac{4,35^2 * 7,860}{8} = 18,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{qL_{BC}^2}{8} = \frac{3,85^2 * 7,860}{8} = 14,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{qL_{CD}^2}{8} = \frac{4,65^2 * 7,860}{8} = 21,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{qL_{DE}^2}{8} = \frac{4,60^2 * 7,860}{8} = 20,79 \text{ KN.m}$$

b. Les moments aux appuis:

$$M_A = 0,3M_{0AB} = 0,3 * 18,59 = \mathbf{5,58 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0,5 * 18,59 = \mathbf{9,30 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 0,4 * 21,24 = \mathbf{8,50 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 0,5 * 21,24 = \mathbf{10,62 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,3M_{0DE} = 0,3 * 20,79 = \mathbf{6,24 \text{ KN.m.}}$$

b. Les moments aux travées:

Travée AB :

$$M_{tAB} + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_{0AB}; 1,05 M_{0AB}]$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB}$$

$$M_{tAB} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{0AB} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{tAB} \geq (1 + 0,3 * 0,29)18,59 - \frac{5,58 + 9,30}{2} = \mathbf{12,82 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0AB} = \frac{1,2 + 0,3 * 0,29}{2} 18,59 = \mathbf{11,89 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tAB} = \max(12,82 \text{ KN.m}; 11,89 \text{ KN.m})$$

$$\blacktriangleright M_{tAB} = \mathbf{12,82 \text{ KN.m.}}$$

Travée BC :

$$M_{tBC} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{0BC} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{tBC} \geq (1 + 0,3 * 0,29)14,56 - \frac{9,30+8,5}{2} = \mathbf{6,97KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0BC} = \frac{1+0,3(0,29)}{2} 14,56 = \mathbf{7,86KN.m}$$

$$M_{tBC} = \text{Max}(7,86KN.m; 6,97KN.m)$$

$$\blacktriangleright \mathbf{M_{tBC} = 7,86KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{tCD} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{0CD} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{tCD} \geq (1 + 0,3 * 0,29)21,24 - \frac{8,5+10,62}{2} = \mathbf{13,59KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{0CD} = \frac{1+0,3*0,29}{2} 21,24 = \mathbf{11,46KN.m}$$

$$M_{tCD} = \text{Max}(13,59KN.m; 11,46KN.m)$$

$$\blacktriangleright \mathbf{M_{tCD} = 13,59KN.m}$$

Travée DE :

$$M_{tDE} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{0DE} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_{tDE} \geq (1 + 0,3 * 0,29)20,59 - \frac{10,62+6,24}{2} = \mathbf{14,01KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{0DE} = \frac{1,2+0,3*0,29}{2} 20,59 = \mathbf{13,18KN.m}$$

$$M_{tDE} = \text{Max}(14,01KN.m; 13,18KN.m)$$

$$\blacktriangleright \mathbf{M_{tDE} = 14,01KN.m}$$

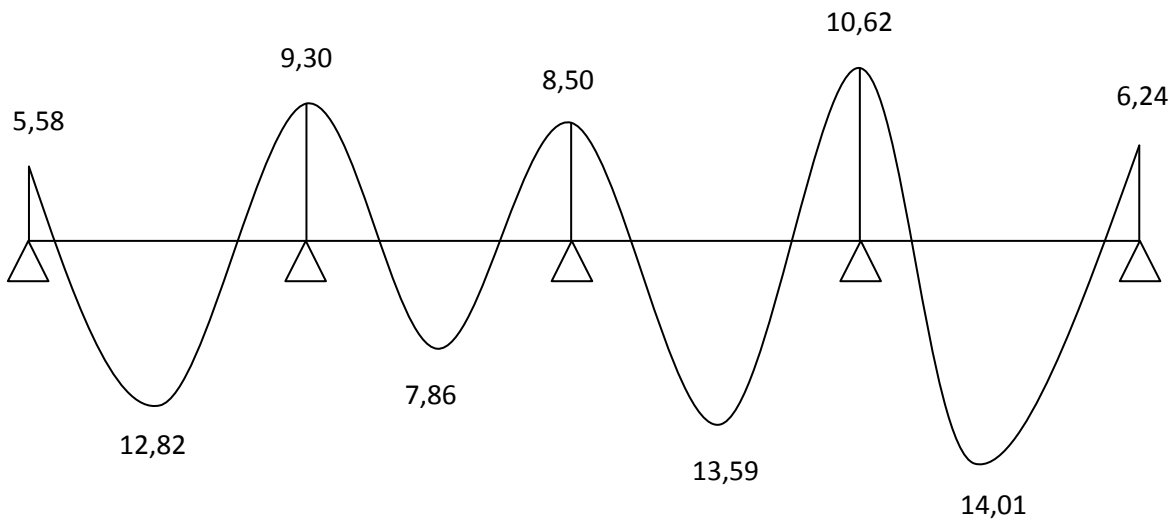


Figure (III.4.5): Diagramme des moments fléchissant

➤ Effort tranchant :

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

1) Travée (AB) :

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

$$T_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 7,860 \frac{4,35}{2} + \frac{-9,30 + 5,58}{4,35} = \mathbf{16,24 KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -7,860 \frac{4,35}{2} + \frac{-9,30 + 5,58}{4,35} = \mathbf{-17,95 KN}$$

2) Travée (BC) :

$$T_B = q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 7,860 \frac{3,85}{2} + \frac{-8,50 + 9,30}{3,85} = \mathbf{15,33 KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -7,860 \frac{3,85}{2} + \frac{-8,50 + 9,30}{3,85} = \mathbf{-14,92 KN}$$

3) Travée (CD) :

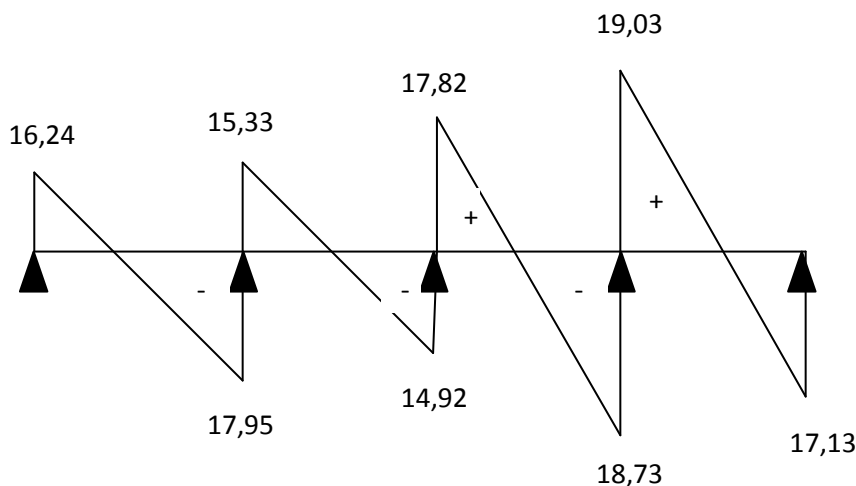
$$T_C = q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 7,860 \frac{4,65}{2} + \frac{-10,62 + 8,50}{4,65} = \mathbf{17,82 \text{ KN}}$$

$$T_D = -q_u \frac{l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -7,860 \frac{4,65}{2} + \frac{-10,62 + 8,50}{4,65} = \mathbf{-18,73 \text{ KN}}$$

4) Travée (DE) :

$$T_D = q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 7,860 \frac{4,60}{2} + \frac{-6,24 + 10,62}{4,60} = \mathbf{19,03 \text{ KN}}$$

$$T_E = -q_u \frac{l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -7,860 \frac{4,60}{2} + \frac{-6,24 + 10,62}{4,60} = \mathbf{-17,13 \text{ KN}}$$

**Figure (III.4.6): Diagramme des efforts tranchants****➤ III -4-5–Calcul des armatures :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{tmax} = 14,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax} = 10,62 \text{ KN.m}$$

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

Suivantes :

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

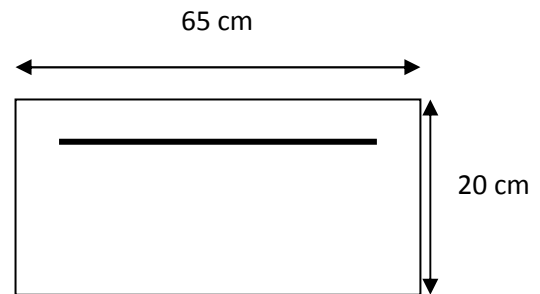
$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

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

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

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

$d = 17\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)



➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **En travées :**

$$M_{tmax} = 14,01 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right) = 55,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a } M_{tmax} = 8,36 \text{ KN.m} \leq 55,38 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé

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

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,01 \cdot 10^2}{65(17)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^{-1}} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA) \rightarrow (\text{Asc}=0)$$

$$\mu = 0,0525 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85(25)}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{14,01 \cdot 10^2}{0,973 \times 17 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 2,43 \text{ cm}^2$$

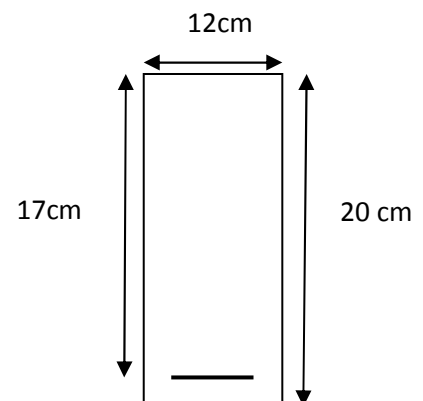
$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_{st} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{amax} = 10,62 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour



une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

de largeur $b_0 = 12\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$ ($12 \times 20\text{cm}^2$)

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,62 \cdot 10^2}{12(17)^2 14,2 \cdot 10^{-1}} = 0,216 > \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{(SSA)} \rightarrow$$

(Asc=0)

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,216 \rightarrow \beta = 0,877$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,62 \cdot 10^2}{0,877 \times 17 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99)

$$\text{On a : } \phi_t \leq \left(\frac{h}{35}, \phi_{lmax}, \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec : ϕ_{lmax} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35}; 12; \frac{120}{10} \right) = \min(5,71; 12; 10) \rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm}$$

- ✓ On opte pour une section d'armature 2HA6 $\rightarrow A_{adop} = 0,56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étier en $\phi 6$

III-4-6-Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL91/Art B.4.2.1) :

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En travée :

$$A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 65 \times 17 \times 2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 1,33 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- Aux appuis :

$$A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 17 \times 2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 0,25 < A_{ad} = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification aux cisaillements (Art B.5.1.211 BAEL91 modifiée 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $T_{max} = 19,03 \text{ KN}$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{19,03 \cdot 10^3}{120 \cdot 170} = 0,9 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0,9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$$

Condition vérifiée pas de risque de cisaillement.

c) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6 .1.3 BAEL91 modifiée 99) :

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

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

Avec : Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{Pour les Hautes adhérences}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{Pour les ronds lisses}$$

Avec : u_i : somme de périmètres utiles de barres.

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \Sigma u_i} = \frac{19,03 \cdot 10^3}{0,9 \times 170 \times 188,4} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Espacement entre cadre (Art A. 5.1.22 BAEL91modifiée 99) :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(15,3cm; 40cm) = 15,3cm$$

Soit : $S_t = 15 cm$

Soit: $S_t = 7cm$ en Zone nodale / Soit : $S_t = 15cm$ en Zone courant.

e) Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL91modifiée 99) :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

- La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA
 $l_{ad} = 0,4l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$

On prend : $l_s = 17 \text{ cm}$

III-2-5-Vérification à l'ELS :

- **Combinaison des charges :**

$$q_s = G+Q = 4,017 + 2,275 = 5,642 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a : } q_u = 7,860 \text{ KN /ml} \rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5,642}{7,860} = 0,71$$

$$M_{ts}^{max} = M_{tu}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 14,01 \times 0,71 = 9,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{aps}^{max} = M_{apu}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 10,62 \times 0,71 = 7,54 \text{ KN.m}$$

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

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a)-Etat limite de résistance de béton en compression :

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

➤ En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est : **As=3HA12= 3,39 cm²**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 17} = 1,677 \rightarrow \beta_1 = 0,833 \rightarrow \alpha_1 = 0,501$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,501}{15(1 - 0,501)} = 0,067$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{9,95 \times 10^6}{0,833 \times 170 \times 339} = 207,27 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK .}$$

$$\sigma_{bc} = 0,067 \times 207,27 = 13,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ condition vérifiée

➤ Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis : **A_s = 2HA12 = 2,26 cm²**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 17} = 1,116 \rightarrow \beta_1 = 0,855 \rightarrow \alpha_1 = 0,435$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,435}{15(1 - 0,435)} = 0,051$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{7,54 \times 10^6}{0,855 \times 170 \times 226} = 229,53 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,051 \times 229,53 = 11,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisant à l'ELS

b)-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c)-Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL(A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L=435$ cm (longueur entre nus d'appuis)

$H=20$ cm (hauteur totale de la poutrelle)

On doit vérifier que :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{435} = 0,046 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow$ *Condition vérifiée*
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{15M_{0s}} \rightarrow 0,046 > \frac{M_{st}}{15M_{0s}} = \frac{9,95}{15 \times 15,25} = 0,043$ *Condition vérifiée*
- 3) $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 17} = 0,01 = \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow$ *Condition vérifiée*

Toutes les conditions sont vérifiées alors la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

- **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA12

Aux appuis : 2HA12

- **Armatures transversales : 2Etrier en HA6**

III.5 Les balcons

III.5.1 Introduction :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive. Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.3.2 Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1.30m

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

L : largeur du balcon.

Donc **e=15cm**

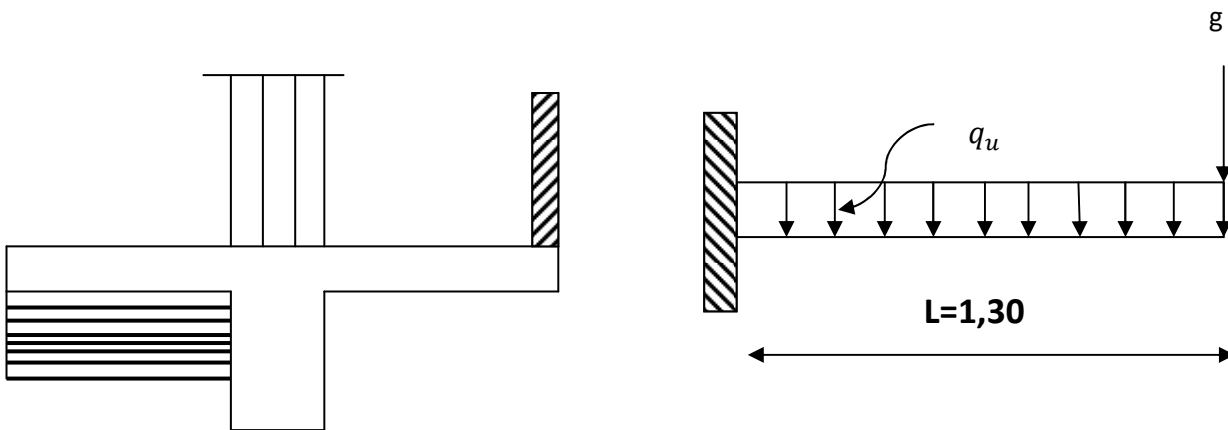


Figure 1 : Schéma statique du balcon.

III.5.2.1 Détermination des charges et surcharges

✓ Charges permanentes :

- Garde corps

Élément	Epaisseur(m)	La charge (Km/m ²)
Enduit en mortier de ciment	0,02 × 2	0,72
Briques creuses	0,10	0,90
		G=1,62

Charge d'exploitation : Q = 3.5KN/m²

- **La dalle pleine**

N°	Désignation	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
total				5,27

III.5.2.2 Calcul à l'ELU**Combinaison des charges :****A l'ELU :****Dalle :** $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.27) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12,36 \text{KN/ml}$ **Garde de corps :** $q_{u2} = 1.35 \times 1,62 = 2,19 \text{KN}$ **A l'ELS :****Dalle :** $q_{s1} = G + Q = [5.27 + 3.5] \times 1 = 8,77 \text{KN/ml}$ **Garde de corps :** $q_{s2} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{KN}$.**Le ferrailage à l'ELU :**

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

Calcul du moment sollicité:

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} - q_{u2}l = \frac{12,36 \times 1,30^2}{2} + 2,19 \times 1,30 = 13,29 \text{KN.m}$$

$M_u = 13,29 \text{KN.m}$, $b = 100 \text{cm}$, $d = 12 \text{cm}$.

a) Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

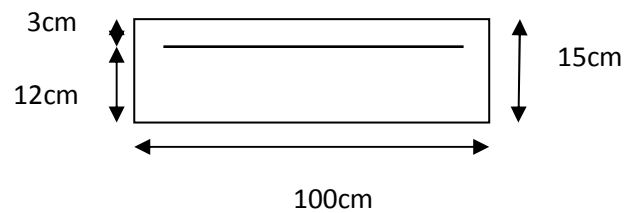
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,29 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,064$$

$$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA)$$

$$\mu = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,29 \times 10^6}{0,967 \times 120 \times 348}$$

$$A_s = 3,29 \text{ cm}^2$$



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

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

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

Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99)**

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

AS = 4.52cm² > Amin = 1,45cm² → condition vérifiée

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

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

$$\frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Avec : } V_u = q_{u1}l + q_{u2} = 12,36 \times 1,30 + 2,19 = 18,258 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18,258 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée (les armatures transversale ne sont pas nécessaire)

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \sum U_i} \quad \sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,258 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$$

Condition vérifiée

(pas de risque d'entraînement des barres)

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

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

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

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

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$$l_s = 42,32 \text{ cm} \rightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

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

$$L_r = 0,4 l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

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

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

(Art.4.2.1/BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \times 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \frac{120 \times 1000}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 18,238KN < \bar{V}_u = 1017,39KN$$

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

$$A_s > \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} \quad \text{Avec : } V_u = 18,238KN$$

$$A_s = 4,52cm^2 > \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = \frac{18,238 \times 10}{400/1,15} = 0,52cm^2.$$

Vérification a l'ELS :

- **Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement

$$M_s = \frac{q_{s1}l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = \frac{8,77 \times 1,30^2}{2} + 1,62 \times 1,30 = 9,52KN.m$$

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

➤ **La contrainte dans l'acier:**

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

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

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,379 \rightarrow \beta_1 = 0,905 \rightarrow K_1 = 37,63$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{9,52 \times 10^6}{0,905 \times 120 \times 452} = 193,94MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,63MPa$$

Condition vérifiée → le calcul des armatures a l'ELS n'est pas obligatoire

➤ **Contrainte dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_s} = 193,94MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193,94}{37,63} = 5,15MPa$$

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

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

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

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

- 1) $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- 2) $\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10M_u} \rightarrow 0,115 > \frac{M_{st}}{15M_{0s}} = \frac{9,52}{10 \times 13,29} = 0,072 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A_{st}}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Conclusion :

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

CHAPITRE IV
MODELISATION ET VERIFICATION

IV-1-1 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV-1-2 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

IV-1-3 Etapes de modélisation**IV-1-3-1 Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de

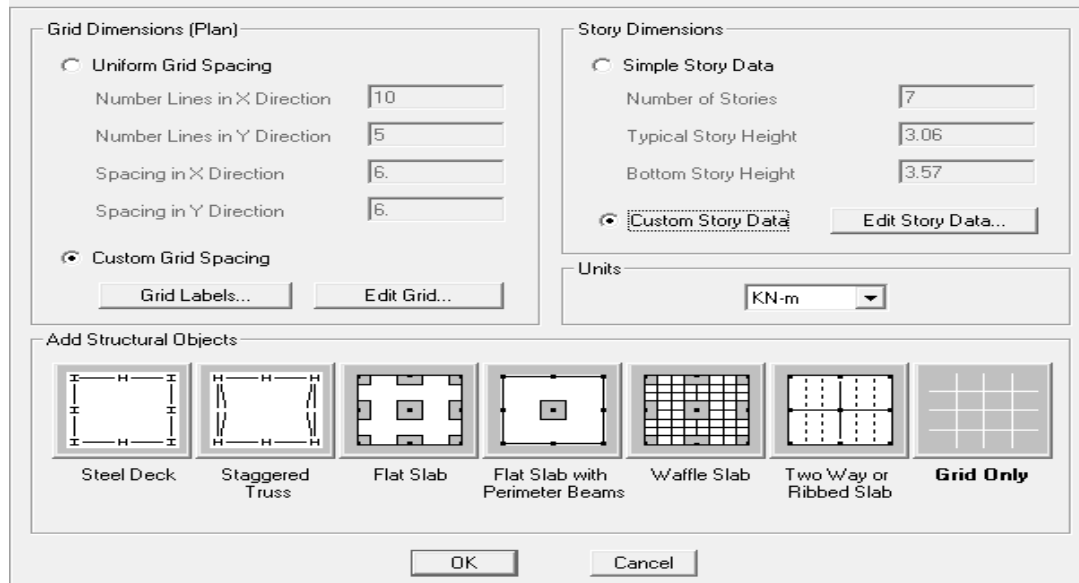
L'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements

b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

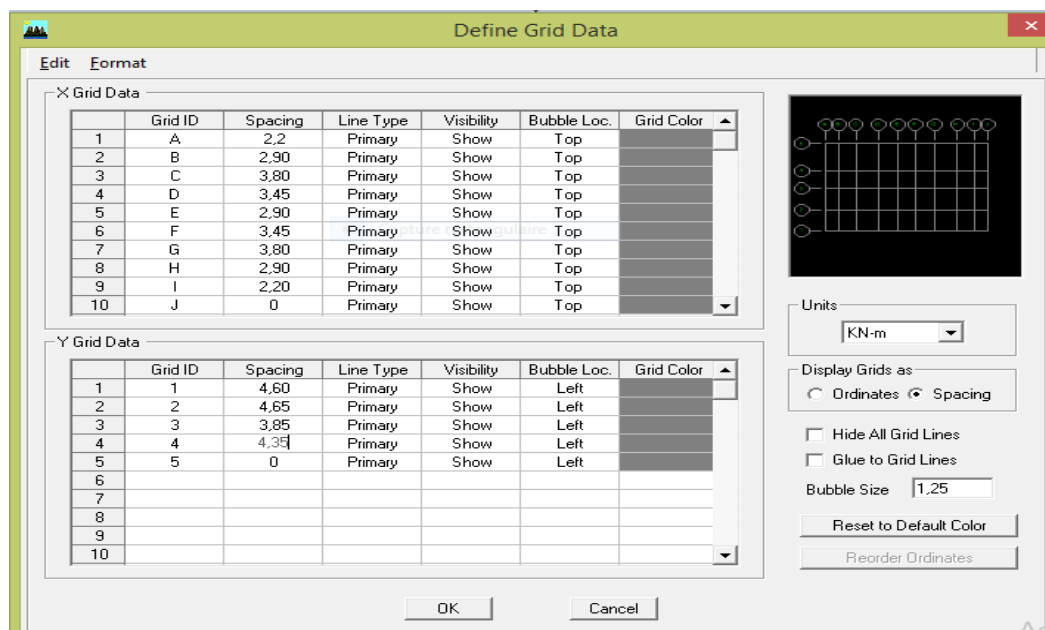


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	ETAGE5	3.06	21.93	No	ETAGE4	No	0.
7	ETAGE4	3.06	18.87	Yes		No	0.
6	ETAGE3	3.06	15.81	No	ETAGE1	No	0.
5	ETAGE2	3.06	12.75	No	ETAGE1	No	0.
4	ETAGE1	3.06	9.69	Yes		No	0.
3	RDC	3.06	6.63	No	ENTRE SOL	No	0.
2	ENTRE SOL	3.57	3.57	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height	<input type="text" value="3.06"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Master Story	<input type="text" value="No"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Similar To	<input type="text" value="NONE"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Splice Point	<input type="text" value="No"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Splice Height	<input type="text" value="0"/>	<input type="button" value="Reset"/>

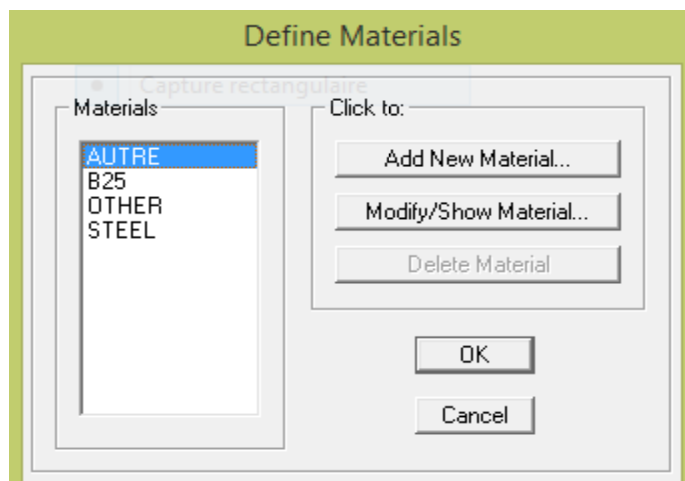
Units

Change Units

IV-1-3-2 Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** et on sélection le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



The dialog box is titled "Material Property Data". It contains several sections:

- Material Name:** A text field containing "BETON25".
- Display Color:** A color selection box showing a blue square.
- Type of Material:** Radio buttons for "Isotropic" (selected) and "Orthotropic".
- Type of Design:** A dropdown menu set to "Concrete".
- Analysis Property Data:** A list of numerical input fields:
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0
 - Coeff of Thermal Expansion: 0
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

IV-1-3-3 Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

The dialog box is titled "Rectangular Section". It contains several sections:

- Section Name:** A text field containing "POTESOL/RDC".
- Properties:** A button labeled "Section Properties...".
- Property Modifiers:** A button labeled "Set Modifiers...".
- Material:** A dropdown menu set to "B25".
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0,4
 - Width (t2): 0,4
- Concrete:** A button labeled "Reinforcement...".
- Display Color:** A color selection box showing a blue square.

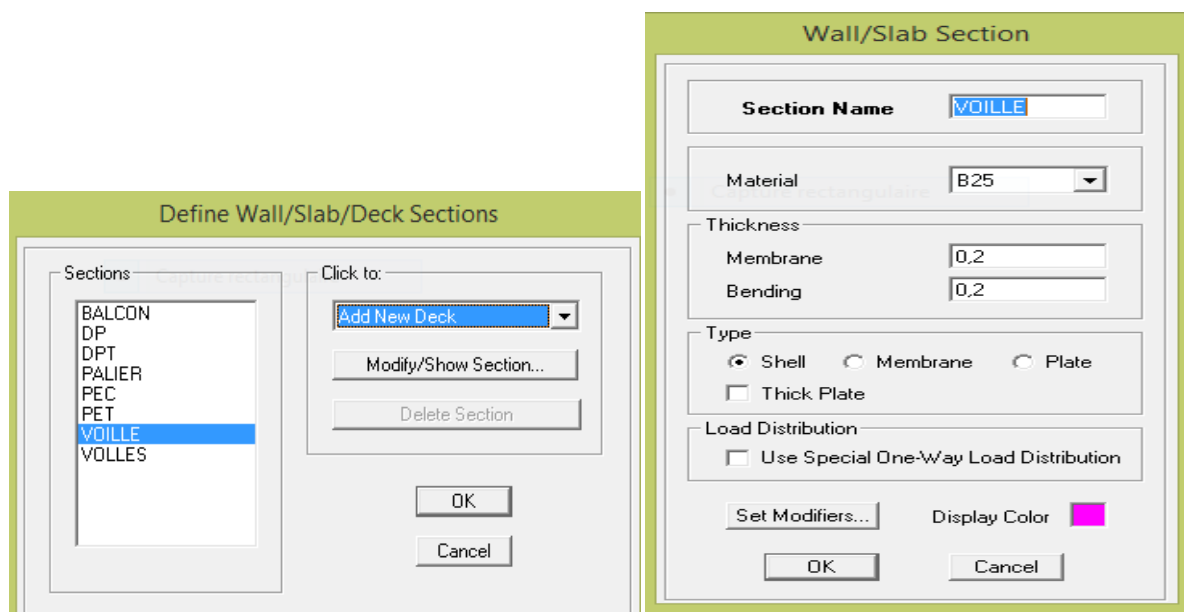
On the right side, there is a grid with a square section defined by red dots at the corners. Blue arrows labeled "2" and "3" indicate the height and width of the section respectively.

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS. Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments. Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



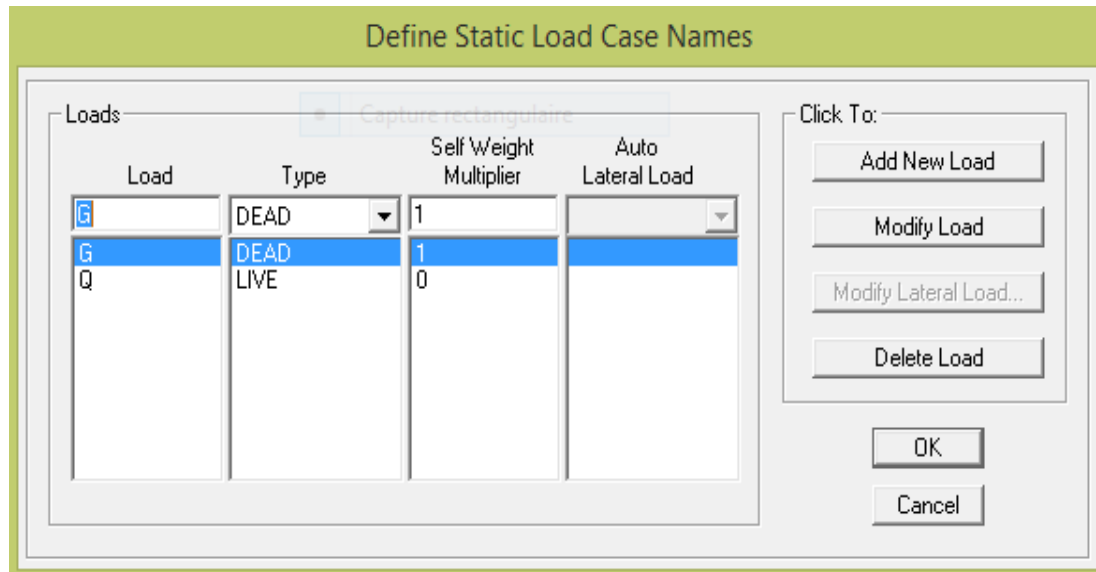
IV-1-3-4 Quatrième étape : définition des charges

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

- **DEAD** (charge permanente)
- **LIVE** (Surcharge d'exploitation)



b) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

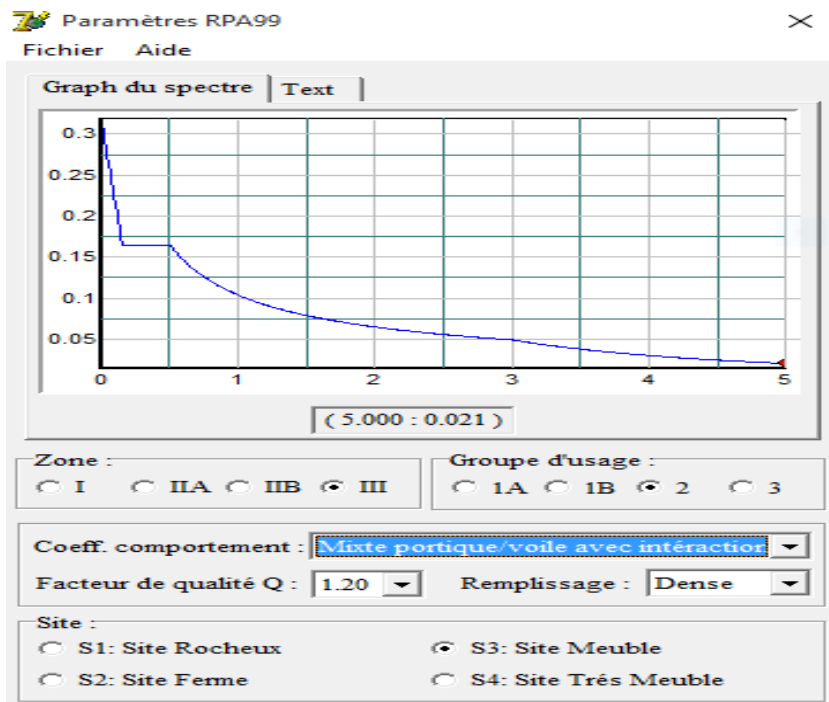
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : III (Zone a sismicité élevée, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement mixte portique/voile avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1,2

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respective son, clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**

Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define Reponses spectrum cases Add New Spectrum

Dans la partie Input **response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

The figure shows the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. The 'Spectrum Case Name' is 'EX'. 'Structural and Function Damping' is 0.085. 'Modal Combination' is set to CQC. 'Directional Combination' is set to SRSS. 'Input Response Spectra' shows U1 with function 'RPA' and scale factor '9.81'. 'Eccentricity' is set to 0.05.

IV-1-3-5 cinquième étape : chargement des planchers

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur **Assign** → **Frame/line loads** → **Distribute**.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV-1-3-6 sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

a) Combinaisons aux états limites selon le BAEL 91

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

b) Combinaisons accidentelles du RPA :

$G+Q\pm E$: appelée dans le fichier de données GQE.

$0.8G\pm E$: appelées dans le fichier de données 0.8GE.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**.

Load Combination Data

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

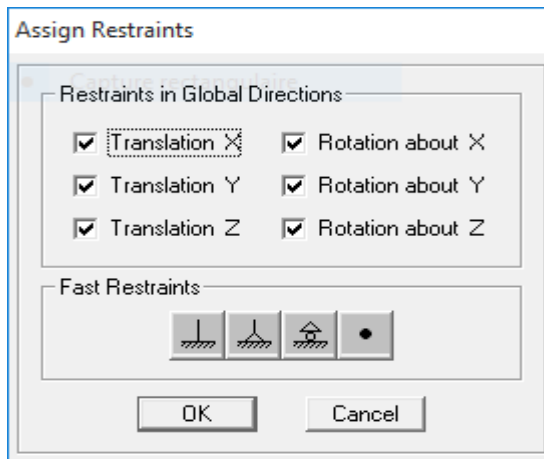
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV-1-3-7 Septième étape : Spécification des conditions aux limites (Appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrer dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints

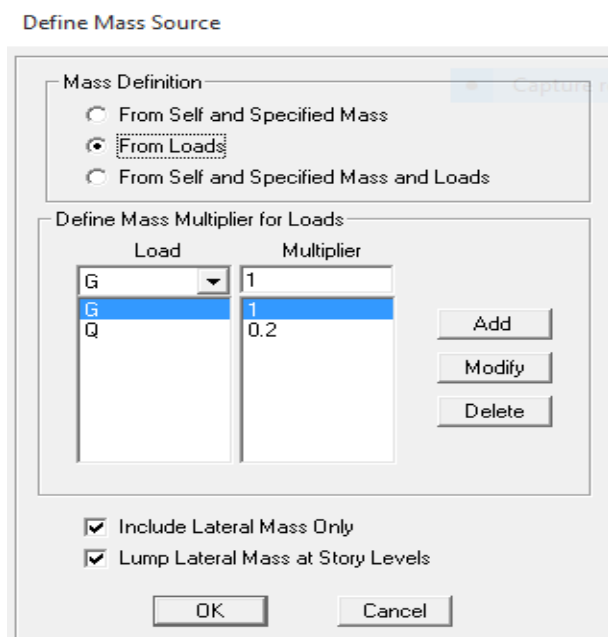


Mass- Source

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

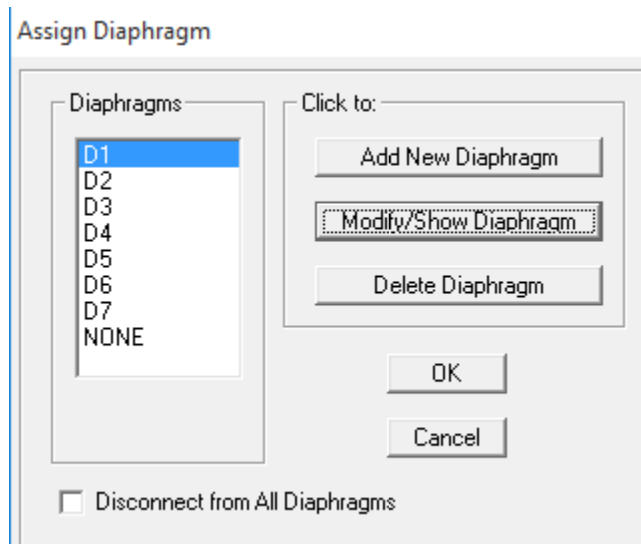


Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV-1-3-8 Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.**a) Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne **Run Analysis**.

b) Visualisation des résultats

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

c) Déformée de la structure

On appuie sur l'icône Show  **Deformed Shap** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**.

Efforts internes dans les éléments barres :

- **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on

Clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres)

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur

OK.

- **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Dplacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel", la colonne Ux correspond au sens xx, et Uy au sens yy.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show Story Reponse plots**

On coche **Story shears** ensuite on sélectionne **le séisme E**.

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en **2D** puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le **plan XZ**.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré

Remarque :

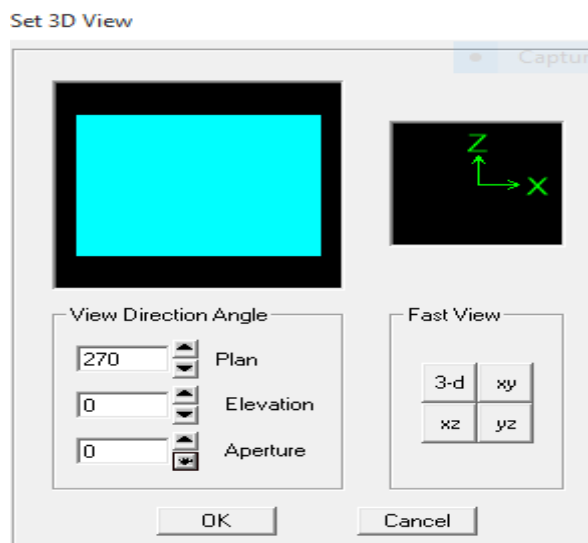
En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

IV.2. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R :

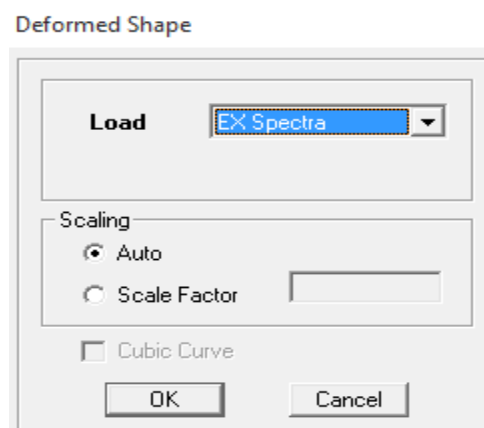
Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

View→**set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



Ensuite →**display** →**show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.

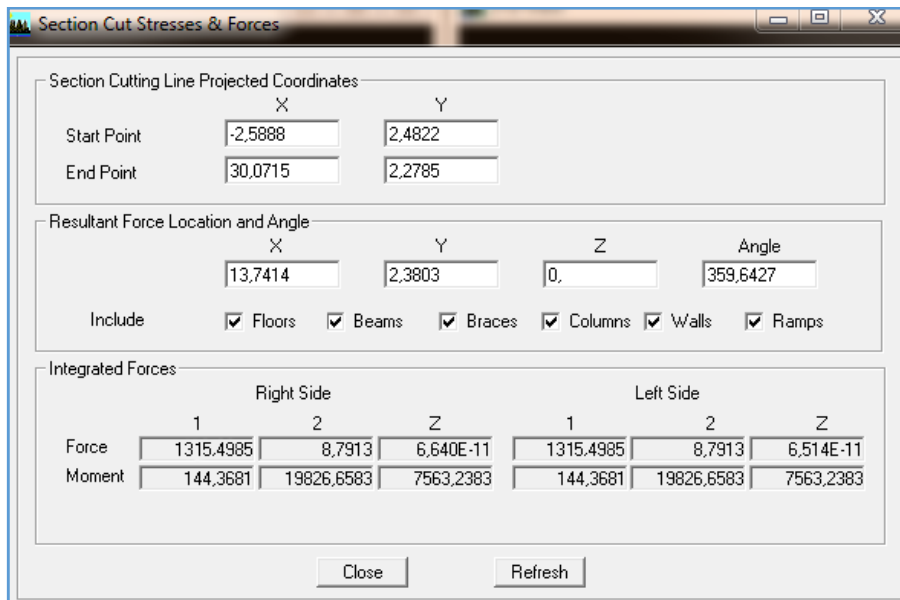


Ensuite **draw** →**draw section cut**

En coupant la base une fenêtre s’affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l’image suivante :

Les charges horizontales

Sens X-X₁



On a 1315,4985 → 100%

940,3 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

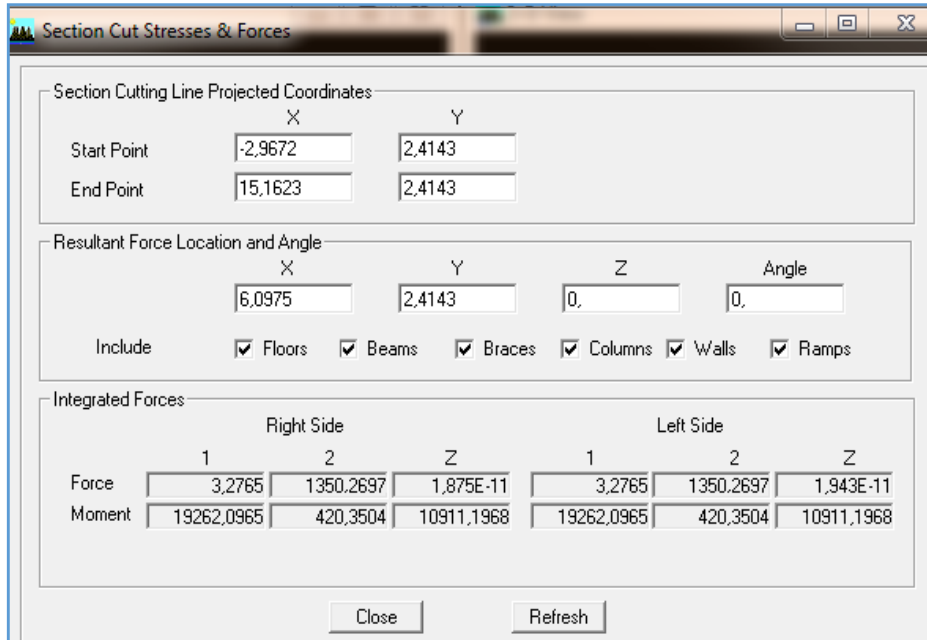
$$X = \frac{940,3 \times 100}{1315,4985} = \mathbf{71,47 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles=**71,47 %**

Effort repris par les portiques=**28,52 %**

Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les tableaux suivant :



On a 1350,2697 → 100%

982,5 → X

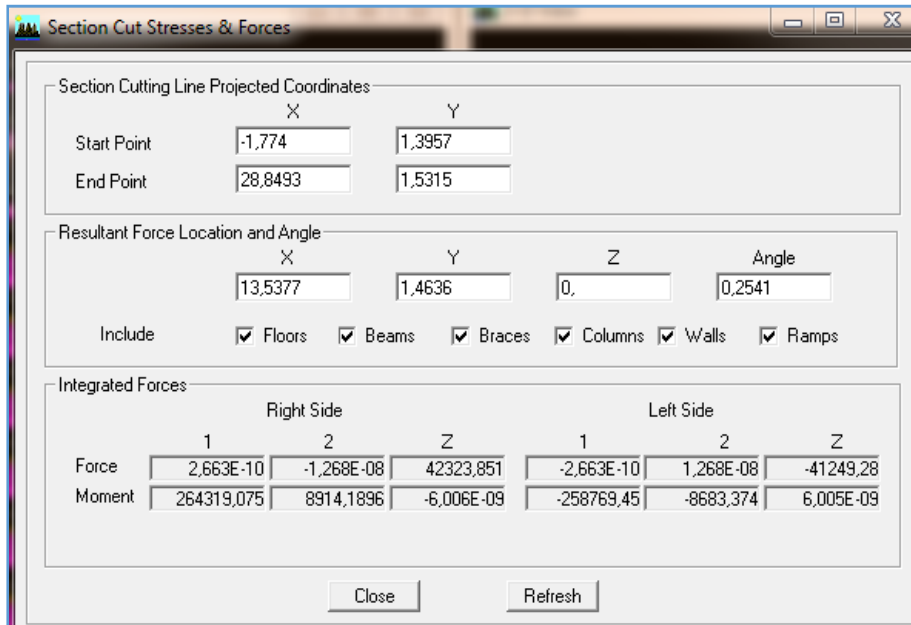
X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{982,5 \times 100}{1350,2697} = \mathbf{72,76 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles=**72,76 %**

Effort repris par les portiques=**27,23 %**

Les Charges verticales



On a 42323,851 → 100%

7625,8 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{7625.8 \times 100}{42323,851} = \mathbf{18,01 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles=**18,01 %**

Effort repris par les portiques=**81,98 %**

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles ≤20%

D’après l’article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction; dont le coefficient de comportement **R=5**.

VI-3.Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003**VI.3.1.Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leur bien matériel 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.
- ✓ 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 :**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (VI.1)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**

$$T_1 = 0,05 \times (21,93)^{3/4} = 0,50 \text{ s} \dots\dots\dots (VI.2)$$

❖ **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,65 \text{ s} \dots\dots\dots (VI.3)$$

✓ **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

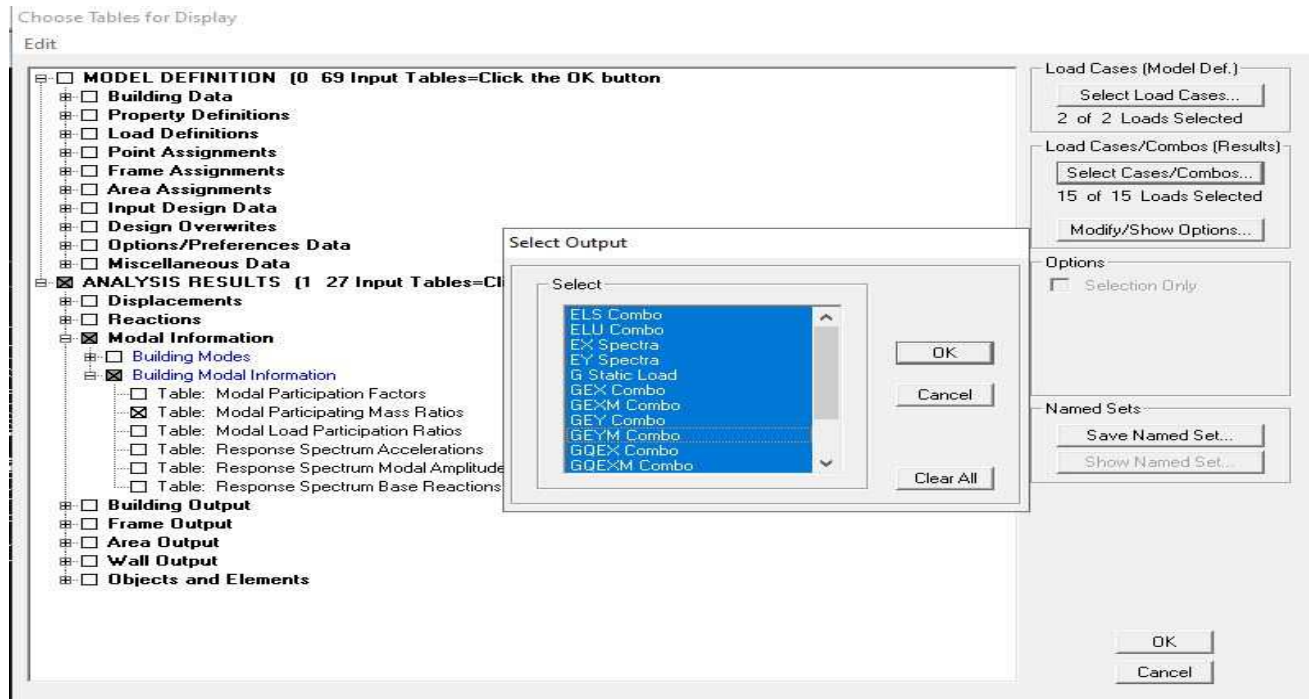
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**.

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information Building** → **Modal Information**

Modal Participating → **Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s



Puis on clique : **OK** → **OK**.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.516993	73.0306	0.0000	0.0000	73.0306	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.435844	0.0000	69.3118	0.0000	73.0306	69.3118	0.0000	98.2724
	3	0.332560	0.2146	0.0000	0.0000	73.2452	69.3118	0.0000	0.0000
	4	0.144789	15.0562	0.0000	0.0000	88.3014	69.3118	0.0000	0.0000
	5	0.103420	0.0000	20.1860	0.0000	88.3014	89.4978	0.0000	1.4505
	6	0.077095	0.0239	0.0000	0.0000	88.3253	89.4978	0.0000	0.0000
	7	0.066311	6.2958	0.0000	0.0000	94.6211	89.4978	0.0000	0.0000
	8	0.046721	0.0000	6.5894	0.0000	94.6211	96.0872	0.0000	0.2311
	9	0.038661	3.0701	0.0000	0.0000	97.6912	96.0872	0.0000	0.0000
	10	0.035065	0.0048	0.0000	0.0000	97.6960	96.0872	0.0000	0.0000
	11	0.029233	0.0000	2.5417	0.0000	97.6960	98.6289	0.0000	0.0333
	12	0.026353	1.4026	0.0000	0.0000	99.0987	98.6289	0.0000	0.0000

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0.516993

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée $T = 0,50s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,65s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,51s$

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par etabs est proche de celle majorée → la période est vérifiée.

➤ **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: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$ (VI.4)

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

❖ **Excentricité calculé :**

✓ Sens longitudinale(x-x) :

$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 27,6 = 1,38 \text{ m.}$

✓ Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 17,45 = 0,8725 \text{ m}$$

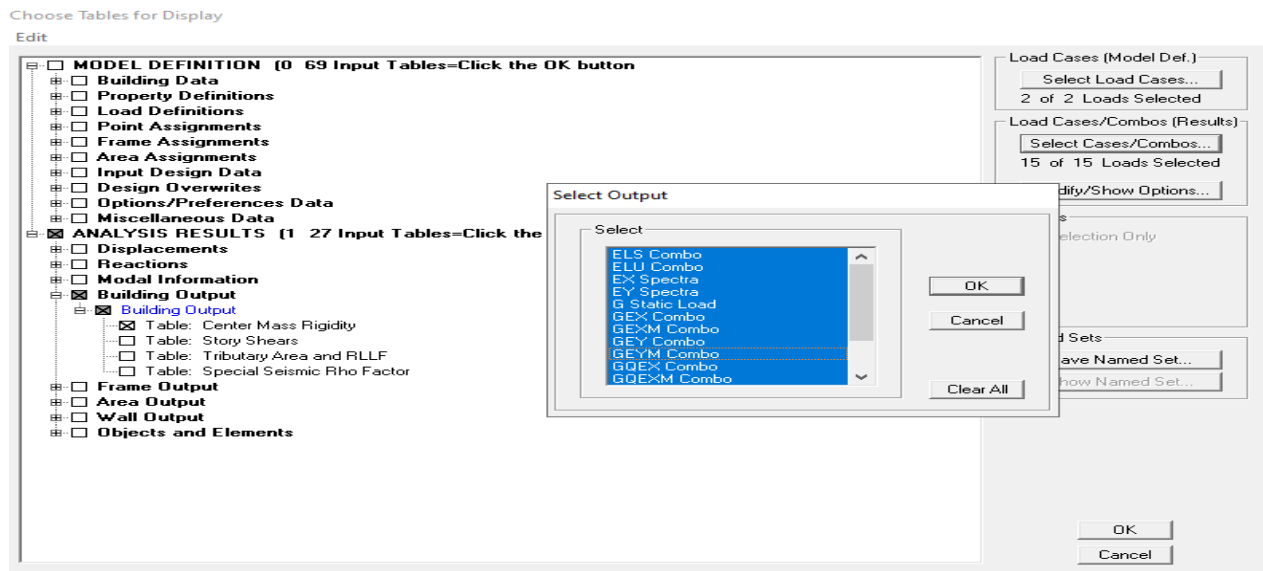
❖ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit → **copy** → **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Avec: $e_x = |X_{CCM} - X_{CR}|$

$e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}|$

Tableau IV.3.1 : Vérification de l'excentricité.

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5% Lx	ey	5% Ly	
ENTRE SOL	D1	13.712	9.521	13.8	9.024	-0.088	1.38	0.497	0.8725	CV
RDC	D2	13.708	8.873	13.8	9.139	-0.092	1.38	-0.266	0.8725	CV
ETAGE1	D3	13.706	8.873	13.8	9.239	-0.094	1.38	-0.366	0.8725	CV
ETAGE2	D4	13.706	8.873	13.8	9.333	-0.094	1.38	-0.46	0.8725	CV
ETAGE3	D5	13.704	8.872	13.8	9.42	-0.096	1.38	-0.548	0.8725	CV
ETAGE4	D6	13.702	8.872	13.8	9.5	-0.098	1.38	-0.628	0.8725	CV
ETAGE5	D7	13.745	8.844	13.8	9.564	-0.055	1.38	-0.72	0.8725	CV

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens \longrightarrow **L'excentricité est vérifiée.**

➤ Vérification de la participation de la masse modale : (Art 4.3.4 RPA99)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

❖ Détermination de la participation de la masse modale :

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display → show tables

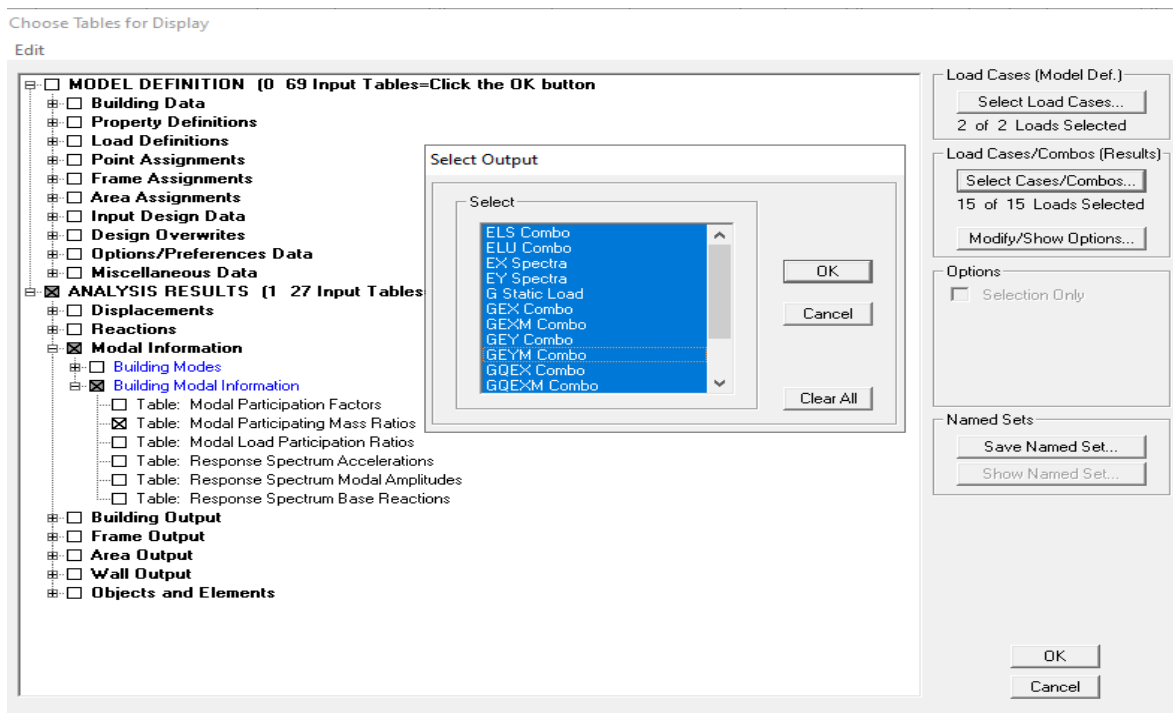
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → modal information → Building Modal

Information

→ Modal Participating Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos.**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s’afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.516993	73.0306	0.0000	0.0000	73.0306	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.435844	0.0000	69.3118	0.0000	73.0306	69.3118	0.0000	98.2724
3	0.332560	0.2146	0.0000	0.0000	73.2452	69.3118	0.0000	0.0000
4	0.144789	15.0562	0.0000	0.0000	88.3014	69.3118	0.0000	0.0000
5	0.103420	0.0000	20.1860	0.0000	88.3014	89.4978	0.0000	1.4505
6	0.077095	0.0239	0.0000	0.0000	88.3253	89.4978	0.0000	0.0000
7	0.066311	6.2958	0.0000	0.0000	94.6211	89.4978	0.0000	0.0000
8	0.046721	0.0000	6.5894	0.0000	94.6211	96.0872	0.0000	0.2311
9	0.038661	3.0701	0.0000	0.0000	97.6912	96.0872	0.0000	0.0000
10	0.035065	0.0048	0.0000	0.0000	97.6960	96.0872	0.0000	0.0000
11	0.029233	0.0000	2.5417	0.0000	97.6960	98.6289	0.0000	0.0333
12	0.026353	1.4026	0.0000	0.0000	99.0987	98.6289	0.0000	0.0000

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Tableau .IV.3.2 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.516993	73.0306	0	0
2	0.435844	73.0306	69.3118	0
3	0.33256	73.2452	69.3118	0
4	0.144789	88.3014	69.3118	0
5	0.10342	88.3014	89.4978	0
6	0.077095	88.3253	89.4978	0
7	0.066311	94.6211	89.4978	0
8	0.046721	94.6211	96.0872	0
9	0.038661	97.6912	96.0872	0
10	0.035065	97.696	96.0872	0
11	0.029233	97.696	98.6289	0
12	0.026353	99.0987	98.6289	0

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 12^{ème} mode (modélisation). —→ **La condition est vérifiée.**

➤ **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: **(Art B.6.5,3/BAEL91).**

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{21,93}{500} = 0,0438 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.7)$$

δ_{\max} : déplacement maximal.

f : La flèche admissible.

H_t : Hauteur total de bâtiment.

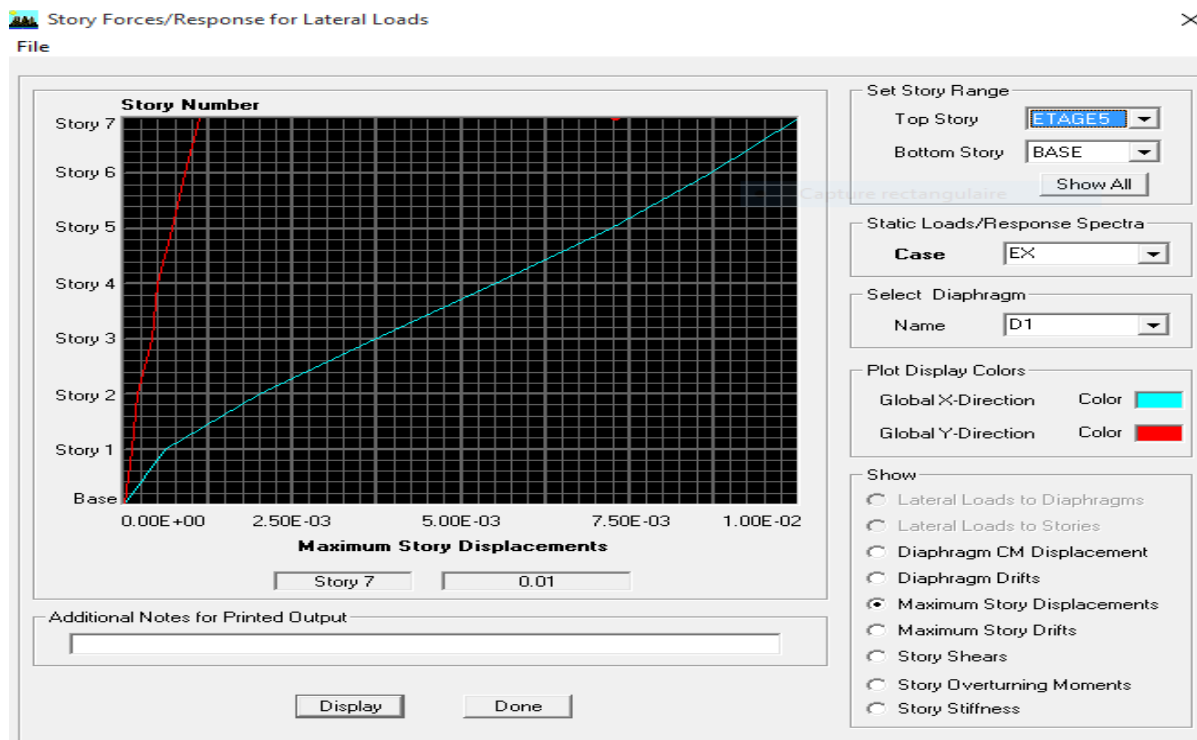
❖ **Détermination de déplacement maximal avec ETABS :**

• **Dans le sens longitudinal x-x**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display —→ Show Story Response Plots

Une fenêtre s'affichera et elle doit être rempli comme indiqué sur l'image.



Puis, on clique sur **display**, et on relèvera la valeur du déplacement maximale.

- **Dans le sens transversal y-y**

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement.

❖ **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,01 < f = 0,0438 \text{ m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y :

$$\delta_{max} = 0,01 < f = 0,0438 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. —————> **Condition vérifiée.**

➤ **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 : (RPA 99 formule 4-1)**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W$$

❖ **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 :

Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

– Zone sismique : III
 – Groupe d'usage : 2 } → **A = 0,25**

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 c'est une structure mixte avec interaction **R= 5**.

Critères à vérifier Pq (pénalité)	Pq (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1
$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$	1.2

Q : Facteur de qualité

Q = 1,20

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T \geq 3s \end{cases}$$

T₂: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

T₂ (S3) = 0,5sec.

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:(Formule 4.3 RPA99).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0,7$$

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).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8.5$$

On prend : $\varepsilon = 8,5\%$.

D'où :

$$\eta = 0,81 \geq 0,7 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

T: La période fondamentale donnée par ETABS : **T=0,51sec**

Donc :

$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,51\text{sec} \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

$$D_x = D_y = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,51} \right)^{2/3} = 1,99$$

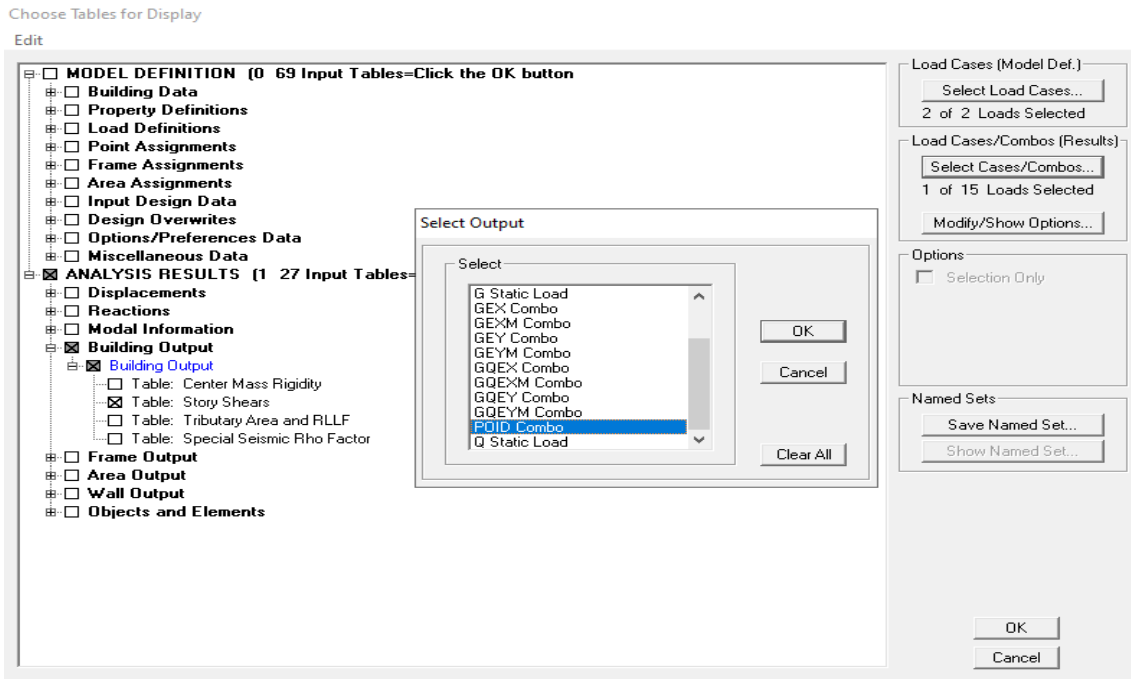
W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow **Show Table** \longrightarrow **Building Output** \longrightarrow **Building Output**

Table: \longrightarrow **Story Shears**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ENTRE SOL	POIDS	Top	1969.01	0.00	0.00	0.000	17411.681	-27172.338
	ETAGE5	POIDS	Bottom	2699.74	0.00	0.00	0.000	23776.309	-37256.385
	ETAGE4	POIDS	Top	4610.55	0.00	0.00	0.000	40747.272	-63625.641
	ETAGE4	POIDS	Bottom	5341.28	0.00	0.00	0.000	47111.900	-73709.688
	ETAGE3	POIDS	Top	7252.10	0.00	0.00	0.000	64082.863	-100078.94
	ETAGE3	POIDS	Bottom	8097.58	0.00	0.00	0.000	71467.905	-111746.54
	ETAGE2	POIDS	Top	10008.39	0.00	0.00	0.000	88438.868	-138115.798
	ETAGE2	POIDS	Bottom	10853.87	0.00	0.00	0.000	95823.910	-149783.39
	ETAGE1	POIDS	Top	12764.68	0.00	0.00	0.000	112794.873	-176152.65
	ETAGE1	POIDS	Bottom	13610.16	0.00	0.00	0.000	120179.916	-187820.24
	RDC	POIDS	Top	15520.98	0.00	0.00	0.000	137150.878	-214189.50
	RDC	POIDS	Bottom	16496.51	0.00	0.00	0.000	145692.390	-227651.79
	ENTRE SOL	POIDS	Top	18535.43	0.00	0.00	0.000	165527.896	-255788.94
	ENTRE SOL	POIDS	Bottom	19745.84	0.00	0.00	0.000	176754.497	-272492.58

Alors le poids total de la structure : **$W_t = 19745.84KN.$**

Tableau IV.3.3. Récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,25
Facteur d'amplification dynamique D	$D_x = D_y = 2,5 \times 0,81 \left(\frac{0,5}{0,51}\right)^{2/3} = 1.99$
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure $W_t (KN)$	19745.84

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0,25 \times 1,99 \times 1,2}{5} \times 19745.84 = 2357.65KN$$

$V_{RPA} = 2357.65KN$

❖ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

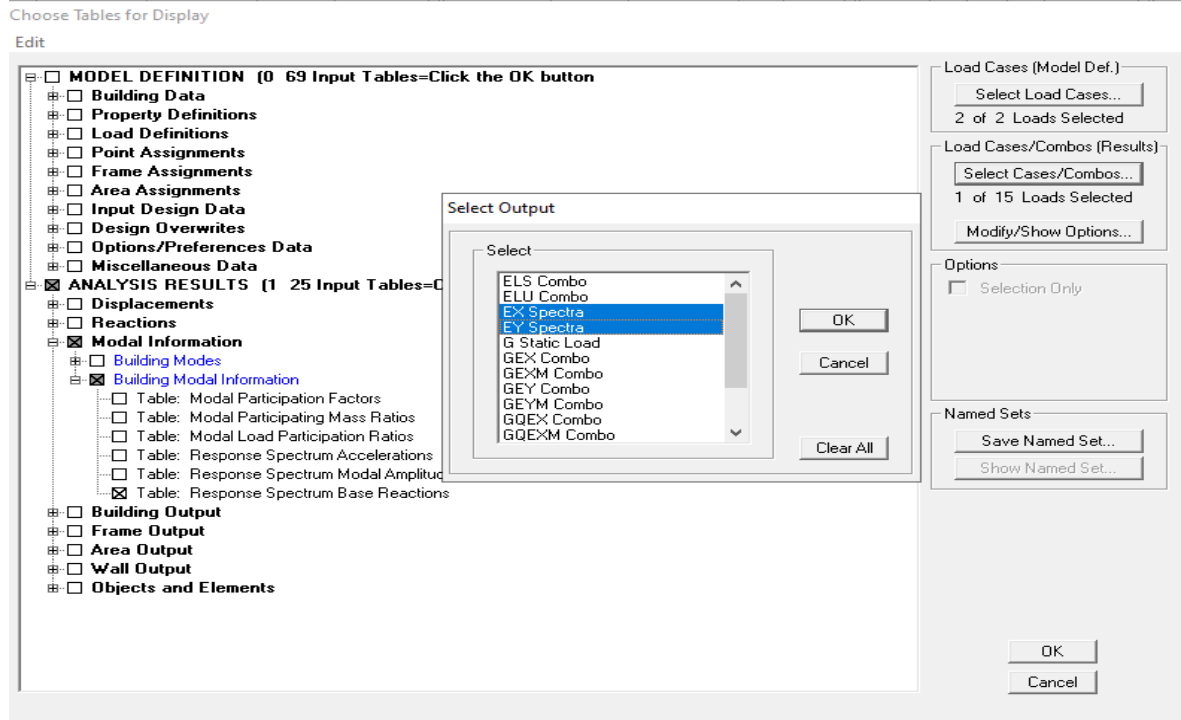
Display —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS —→ **modal Information** —→ **building modal information**

—→ **Response Spectrum Base Reactions.**

Puis on définit les combinaisons **E_x specter** et **E_y specter** en cliquant sur : **Select cases/combo**s



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	2182.24	-0.01	0.00	0.108	34904.625	-19283.1
	EX	2	U1	0.00	0.00	0.00	0.065	0.000	-0.05
	EX	3	U1	6.81	0.00	0.00	0.020	98.181	-83.81
	EX	4	U1	492.67	0.01	0.00	-0.135	1009.973	-4411.4
	EX	5	U1	0.00	0.01	0.00	-0.031	0.000	0.116
	EX	6	U1	1.04	0.00	0.00	0.001	1.232	-15.98
	EX	7	U1	286.53	-0.01	0.00	-0.031	880.809	-2631.7
	EX	8	U1	0.00	0.01	0.00	-0.036	0.000	0.194
	EX	9	U1	155.58	-0.01	0.00	0.026	276.278	-1491.7
	EX	10	U1	0.25	0.00	0.00	0.001	0.317	-1.12
	EX	11	U1	0.00	0.01	0.00	-0.014	0.000	0.127
	EX	12	U1	74.30	-0.01	0.00	-0.007	133.450	-740.2
	EX	All	All	2275.84	0.03	0.00	0.219	34962.143	20158.1
	EY	1	U2	-0.01	0.00	0.00	0.000	-0.109	0.060
	EY	2	U2	0.00	2200.56	0.00	-35991.520	0.100	30367.4
	EY	3	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.017	0.014
	EY	4	U2	0.01	0.00	0.00	0.000	0.023	-0.10
	EY	5	U2	0.01	778.78	0.00	2867.531	0.033	10747.6

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 2275.84 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = \text{Max } F_2 = 2374.61 \text{ KN.}$$

❖ **Vérification :**

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 2275.84 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2357.65 \text{ KN} = 1886.12 \text{ KN.} \longrightarrow$$

Condition vérifiée.

✓ **Sens transversal :**

$$V_{ydyn} = 2374.61 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2357.65 \text{ KN} = 1886.12 \text{ KN.} \longrightarrow$$

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

L'effort tranchant à la base est vérifié.

➤ **Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)**

[Art5. 1 du RPA99 version 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_{kx} \times H_{\text{étage}} \times R < 1\% \times H_{\text{étage}}$$

$$\text{et } \Delta_{ky} \times H_{\text{étage}} \times R < 1\% \times H_{\text{étage}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

R: Coefficient de comportement (R =5).

Les valeurs de Δ_k seront tirées du logiciel ETABS.

Story	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	$\Delta_{kx} * H * R$	$\Delta_{ky} * H * R$	1% H	
ETAGE5	0.000921	0.000767	0.0140913	0.0117351	0.036	CV
ETAGE4	0.000885	0.000742	0.0135405	0.0113526	0.036	CV
ETAGE3	0.000877	0.00076	0.0134181	0.011628	0.036	CV
ETAGE2	0.000813	0.00072	0.0124389	0.011016	0.036	CV
ETAGE1	0.000719	0.000626	0.0110007	0.0095778	0.036	CV
RDC	0.000714	0.000476	0.0109242	0.0072828	0.036	CV
ENTRE SOL	0.00034	0.000231	0.005202	0.0035343	0.0357	CV

Tableau IV.3. 4: Vérification du déplacement inter-étages sens X-X / Y-Y

➤ **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 satisfaite à tous les niveaux : (Art 5.9 RPA99).

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage «K».

Tableau IV.3.5: Vérification du l'effet PΔ sens X-X :

Story	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	$P_k \times \Delta_{kx}$	V_x	H_k	$V_x \times H_k$	θ_x	
ETAGE5	2699.74	0.000921	2.48646054	592.3	3.06	1812.438	0.00137189	CV
ETAGE4	5341.28	0.000885	4.7270328	1067.29	3.06	3265.907	0.00144739	CV
ETAGE3	8097.58	0.000877	7.10157766	1464.48	3.06	4481.309	0.00158471	CV
ETAGE2	10853.87	0.000813	8.82419631	1786.41	3.06	5466.415	0.00161426	CV
ETAGE1	13610.16	0.000719	9.78570504	2021.76	3.06	6186.586	0.00158176	CV
RDC	16496.51	0.000714	11.7785081	2179.38	3.06	6668.903	0.00176618	CV
ENTRE SOL	19745.84	0.00034	6.7135856	2275.84	3.57	8124.749	0.00082631	CV

Tableau IV.3.6 : Vérification du l'effet PΔ sens Y-Y :

Story	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	$P_k \times \Delta_{ky}$	V_y	H_k	$V_y \times H_k$	θ_y	
ETAGE5	2699.74	0.000767	2.07070058	664.69	3.06	2033.951	0.00101807	CV
ETAGE4	5341.28	0.000742	3.96322976	1164.39	3.06	3563.033	0.00111232	CV
ETAGE3	8097.58	0.00076	6.1541608	1545.34	3.06	4728.74	0.00130144	CV
ETAGE2	10853.87	0.00072	7.8147864	1848.77	3.06	5657.236	0.00138138	CV
ETAGE1	13610.16	0.000626	8.51996016	2083.13	3.06	6374.378	0.00133659	CV
RDC	16496.51	0.000476	7.85233876	2255.77	3.06	6902.656	0.00113758	CV
ENTRE SOL	19745.84	0.000231	4.56128904	2374.61	3.57	8477.358	0.00053806	CV

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.

➤ **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 :

N_d : Effort normal dans les poteaux

B_c : Section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ **Exemple pour les étapes :**

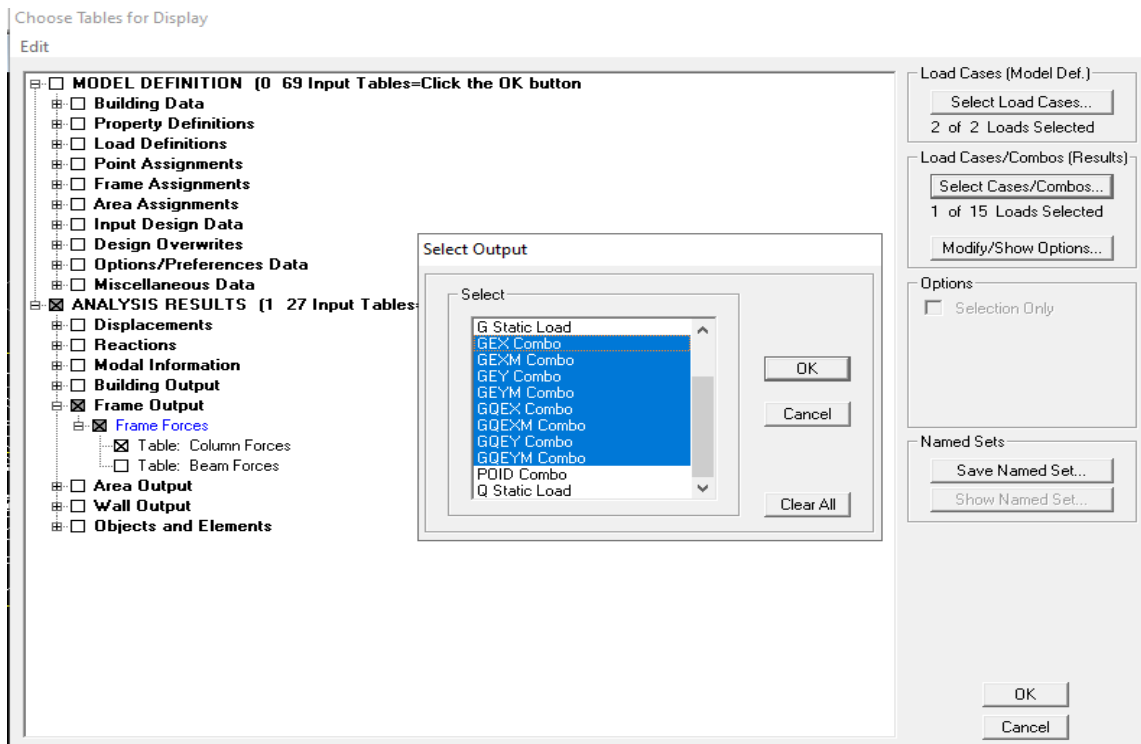
On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

Display → **Show Table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Column Forces

Edit View

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	RDC	C2	ELU	0.000	-187.74	-3.44	-0.12	0.000	-0.08
	RDC	C2	ELU	1.355	-178.48	-3.44	-0.12	0.000	0.075
	RDC	C2	ELU	2.710	-169.22	-3.44	-0.12	0.000	0.233
	RDC	C2	GQEX MAX	0.000	-27.91	10.33	0.69	0.401	2.120
	RDC	C2	GQEX MAX	1.355	-21.05	10.33	0.69	0.401	1.219
	RDC	C2	GQEX MAX	2.710	-14.19	10.33	0.69	0.401	0.617
	RDC	C2	GQEX MIN	0.000	-248.06	-15.29	-0.86	-0.400	-2.24
	RDC	C2	GQEX MIN	1.355	-241.20	-15.29	-0.86	-0.400	-1.11
	RDC	C2	GQEX MIN	2.710	-234.34	-15.29	-0.86	-0.400	-0.27
	RDC	C2	GQEXN MAX	0.000	-27.91	10.33	0.69	0.401	2.120
	RDC	C2	GQEXN MAX	1.355	-21.05	10.33	0.69	0.401	1.219
	RDC	C2	GQEXN MAX	2.710	-14.19	10.33	0.69	0.401	0.617
	RDC	C2	GQEXN MIN	0.000	-248.06	-15.29	-0.86	-0.400	-2.24
	RDC	C2	GQEXN MIN	1.355	-241.20	-15.29	-0.86	-0.400	-1.11
	RDC	C2	GQEXN MIN	2.710	-234.34	-15.29	-0.86	-0.400	-0.27
	RDC	C2	GQEXY MAX	0.000	798.06	6.56	6.72	0.335	16.70
	RDC	C2	GQEXY MAX	1.355	804.92	6.56	6.72	0.335	7.79
	RDC	C2	GQEXY MAX	2.710	811.78	6.56	6.72	0.335	3.08

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

Et on procède de la même manière pour les autres sections :

✓ **Poteaux 45x45:**

$$N_d = 1489.86 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1489.86 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.29 \leq 0,30 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

✓ **Poteaux 40x40:**

$$N_d = 657.14 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{657.14 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,16 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

✓ Poteaux 35×35 :

$$N_d = 239.42\text{KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{239.42 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.078 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

On déduit donc, l'effort réduit dans les poteaux est vérifiée.

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.

CHAPITRE V

FERAILLAGE DES ELEMENTS STRUTURAU

V.1. Ferrailage des poteaux :**V.1.1.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 :

Tableau (V.1.1) : Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Acier				Béton		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	θ	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	0.85	1	400	400

V.1.2.Recommandation de l' RPA 99/Version 2003 :

➤ **Armatures longitudinales (RPA99/modifiée, Art 7.4.2.1) :**

D'après le RPA 99/V2003 (ART7.4.2) les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Tableau (V.1.2) : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min} = 0,9\% b \times h$ (Cm ²)	Pourcentage Maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\max} = 4\% \times b \times h$ (cm ²)
45 X 45	18.225	121.5	81
40 X 40	14.4	96	64
35 X 35	11.025	73.5	49

V.1.3. Calcul des armatures à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants

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

Calcul du centre de pression :

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

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée : (SPC)

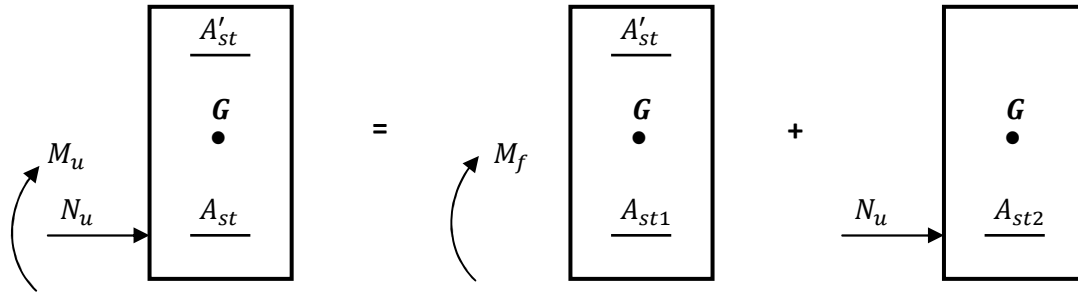
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left[\begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c')bh f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$\Rightarrow \beta$ dans les tableaux.

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où : la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

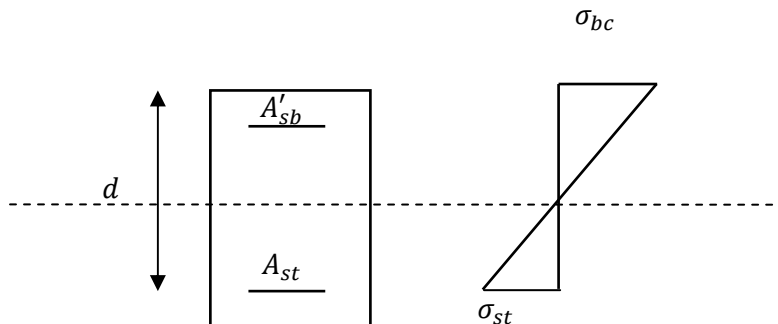
Si A_{st} est négative : $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23 bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si : $\mu > \mu_l = 0. \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule :

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ Avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est :

$$A'_{st} = A' \text{ , } A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

$$\begin{aligned} \text{➤ Si } : N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \\ A'_{st} \neq 0 \quad ; \quad A_{st} = 0 \end{aligned}$$

Les sections d'armatures sont :

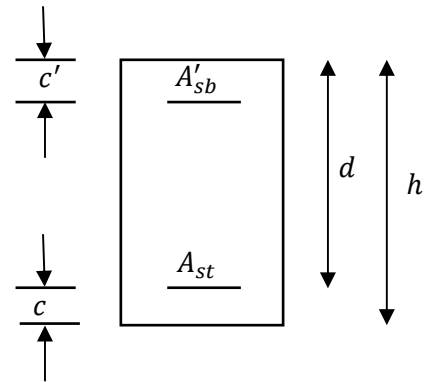
$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec } : \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec } : \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{ème} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

$$\text{➤ Si } : N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; \quad A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

$$\text{➤ Si } : e = \frac{M_u}{N_u} = 0 \text{ (excentricité est nulle ; } c' \text{ est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : } A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$$

Avec B : Aire de la section du béton seul.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

❖ Remarque :

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certains niveaux.

- ✓ **Zone I** : du entre sol et RDC → Section (45× 45).
- ✓ **Zone II** : du 1^{er} étage. 2^{ème} et 3^{ème} → Section (40× 40).
- ✓ **Zone III** : du 4^{ème} étage, 5^{ème} → Section (35× 35).

V. 1.4. Calcul du ferrailage des poteaux :**❖ Exemple de calcul manuel :****➤ Poteau : 45 × 45 :**

L'ELU :	$N_{\text{Max}} = - 904.64 \text{ KN}$	$M_{\text{cor}} = 2.356 \text{ KN.m.}$
0,8 G±Ex:	$N_{\text{Min}} = 799.94 \text{ KN}$	$M_{\text{cor}} = 7.476 \text{ KN.m}$
G+Q±Ex :	$N_{\text{cor}} = -638.13 \text{ KN}$	$M_{\text{Max}} = 71.733 \text{ KN.m}$
0,8G±Ey:	$N_{\text{Min}} = 1222.42 \text{ KN}$	$M_{\text{cor}} = 2.701 \text{ KN.m}$
G+Q±Ey :	$N_{\text{cor}} = -252.23 \text{ KN}$	$M_{\text{Max}} = 40.497 \text{ KN.m}$

- Calcul à l'ELU :

$$N_{u \max} = -904.64 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{u \text{corr}} = 2.356 \text{ KN.m}$$

- ✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.356}{904.64} = 0,002 < \frac{h}{2} - c' = \frac{0.45}{2} - 0.03 = 0.195 \Rightarrow \text{S.E.C}$$

- ✓ Calcul du moment fictif :

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right),$$

$$d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.356 + 904.64 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03 \right) = 178.76 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 904.64 (0,42 - 0,03) - 178.76 = \mathbf{174.04 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Et : } (0,5h - c') bh f_{bu} = (0,5 \times 0,45 - 0,03) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3 = \mathbf{560.72 \text{ m}}$$

$$\text{Donc : } N_u (d - c') - M_f = \mathbf{174.04 \text{ KN.m}} < (0,5h - c') bh f_{bu} = \mathbf{560.72 \text{ KN.m}}$$

⇒ **S.S.A**

- ✓ Calcul des armatures :

$$A'_{sb} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} ; A'_{st} = 0 \quad \text{avec :} \quad \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{Donc:} \quad \Psi = \frac{0.357 + \frac{904.64 (0.42 - 0.03) - 178.76}{0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}} = 0.62$$

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} = \frac{904.64 - 100 \times 0.62 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.005 = 0$$

$$\text{D'où : } A'_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «**Socotec**».

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel.

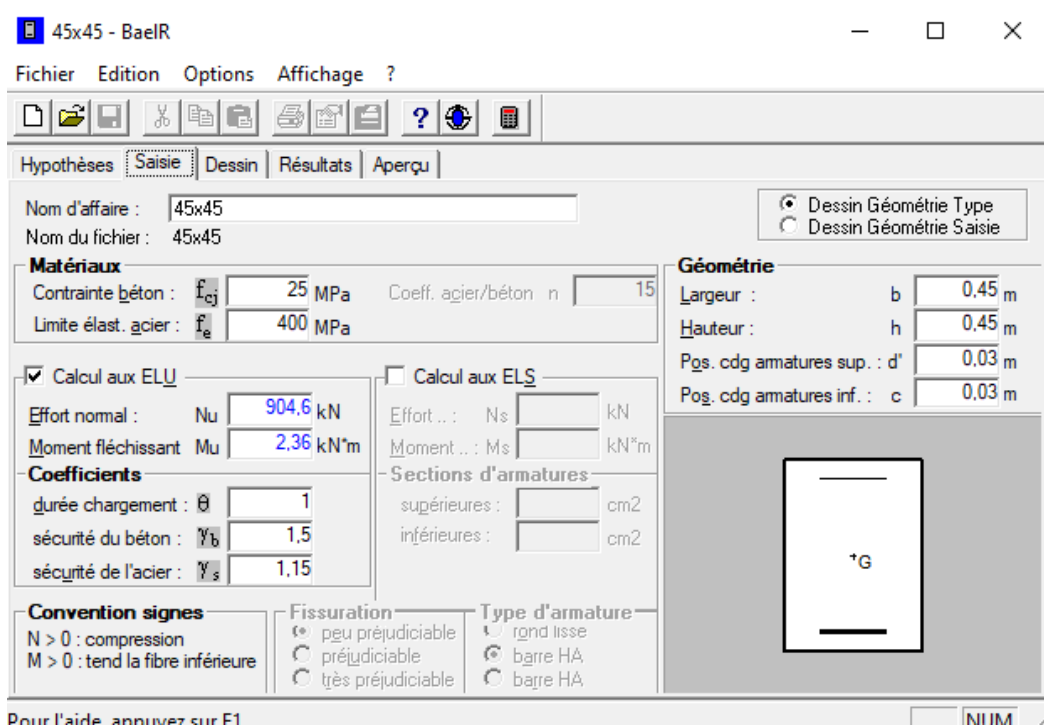


Figure (V.1.1): Caractéristique et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultat pour extraire nos résultats.

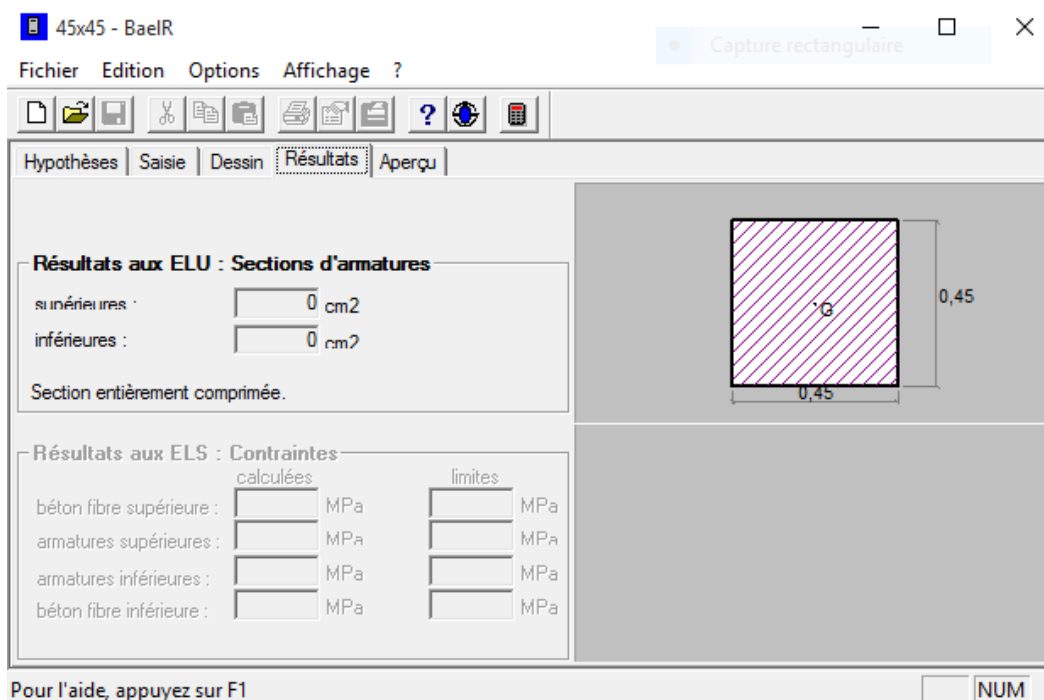


Figure (V.1.2): Affichage des résultats.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau(V.1.3) : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c'$	Nature	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} (RPA)	A_s Adopté	CHOIX
45 x 45	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	-904.64	2.356	0.002	0.195	S.E.C	0	0	18.225	18.73	4 HA 20 + 4 HA 14
	$N_{min} - M_{cor}$	0,8G+Ex	799.94	7.476	0.009		S.E.C	0	0			
	$N_{cor} - M_{cor}$	G+Q+Ex	-638.13	71.733	0.112		S.E.C	0	0			
40 x 40	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	-621.59	5.715	0.009	0.17	S.E.C	0	0	14.4	16,08	8HA16
	$N_{min} - M_{cor}$	0,8G+Ex	108.26	2.602	0.024		S.P.C	0	0			
	$N_{cor} - M_{cor}$	G+Q+Ex	-93.27	68.86	0.738		S.E.C	0	4.32			
35 x 35	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	-239.42	4.899	0.020	0.145	S.E.C	0	0	11.025	12.56	4 HA 16 + 4 HA 12
	$N_{min} - M_{cor}$	0,8G+Ex	93.31	2.293	0.024		S.E.C	0	0			
	$N_{cor} - M_{cor}$	G+Q+Ex	-46.1	43.855	0.95		S.P.C	0	3.48			

Tableau (V.1.4) : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c'$	Nature	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} (RPA)	A_s Adoptée	CHOIX
45 x 45	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	-904.64	2.356	0.002	0.195	S.E.C	0	0	18.225	18.73	4 HA 20 + 4 HA 14
	$N_{min} - M_{cor}$	0,8G+Ex	1222.42	2.701	0.002		S.E.C	0	0			
	$N_{cor} - M_{cor}$	G+Q+Ex	-252.23	40.497	0.16		S.E.C	0	0			
40 x 40	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	-621.59	5.715	0.009	0.17	S.E.C	0	0	14.4	16,08	8HA16
	$N_{min} - M_{cor}$	0,8G+Ex	496.82	13.28	0.026		S.E.C	0	0			
	$N_{cor} - M_{cor}$	G+Q+Ex	-130.05	58.198	0.44		S.P.C	0	2.87			
35 x 35	$N_{max} - M_{cor}$	ELU	-239.42	4.899	0.020	0.145	S.E.C	0	0	11.025	12.56	4 HA 16 + 4 HA 12
	$N_{min} - M_{cor}$	0,8G+Ex	47.65	11.576	0.24		S.P.C	0	0.32			
	$N_{cor} - M_{cor}$	G+Q+Ex	-45.78	46.584	1.017		S.P.C	0	3.6			

V.1.5.Vérification à l'ELU :

a) Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** en zone III.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right).$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

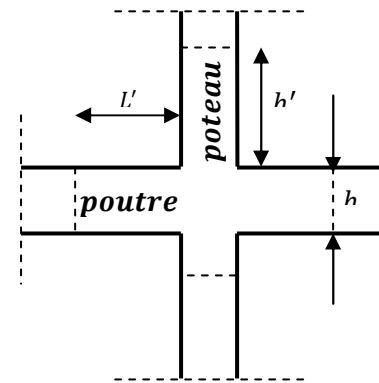


Fig (V.1.2) : zone nodale dans le poteau.

- Au niveau des poutres :

$$L' = 2 \times h \text{ tel que } h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

Poutre principales de (30 x 35) : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Poutre secondaires de (30 x 35) : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Poteaux	$h' = \max = (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	
Entre sol(45x45)	$h' = \max (59.5 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
RDC (45x45)	$h' = \max (51 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
ET 1, 2, 3 (40x40)	$h' = \max (51 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
ET 4, 5 (35x35)	$h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$

Tableau (V.1.5) : Détermination de la zone nodale.

b) Armatures transversales selon les recommandations du RPA :**[Art7.4.2.2 RPA99/v2003]**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

▪ **Diamètre des armatures transversales : [Art A.8.1 ,3/BAEL91 modifiées 99]**

D'après les règles du BAEL 91/ modifiée 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \varnothing_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.33 \text{ mm soit}$$

$$\text{soit : } \varnothing_1 = 8 \text{ mm}$$

\varnothing_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

▪ **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 :

$$\frac{A_t}{b_l \times S_t} \text{ en \%}$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.3 \% \times S_t \times b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_t^{\min} = 0.8 \% \times S_t \times b$$

Et si $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b} \right) / \quad L_f = 0.7 h_e$$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : la longueur de flambement du poteau.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

▪ **Espacement des armatures :**

S_t : L'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10 \phi_L \right) = 12 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Avec :

$\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des Poteaux.

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	ρ_a
45 × 45	$L_0 = 3.57 \text{ m}$	5.55	2.5
	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	4.76	3.75
40 × 40	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	5.355	2.5
35 × 35	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	6.12	2.5

Tableau (V.1.6) : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " λ_g ".

poteau	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$	$A_{\text{adoptée}}$	Observation
--------	----------------------------	----------------------	-------------

	Zone courante $S_t = 12\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$	[cm ²]	Zone Courante	Zone Nodale
45 x 45	1.62	1.35	2.01	CV	CV
	1.998	1.98		CV	CV
40 x 40	1.44	1.2	2.01	CV	CV
35 x 35	1.26	1.05	2.01	CV	CV

Tableau (V.1.7) : Quantité minimale d'armatures transversales.

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (45 × 45), (40 × 40) et (35 × 35) seront composées de 2 cardes Ø 8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 10cm en zone nodal et de 12 cm en zone courante.

c) Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_u sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D' où : $\bar{\tau}_u = 25 \times 0,075 = 1,875\text{MPa}$.

Zone	Section	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	ρ_b	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
I	45 X 45	45.65	45	42	0.075	0.241	1.875	CV
	45 X 45	45.65	45	42	0.04	0.241	1	CV
II	40 X 40	44.76	40	37	0.075	0.302	1.875	CV
III	35 X 35	31.33	35	32	0.075	0.279	1.875	CV

Tableau (V.1.8) : Vérification des contraintes tangentielles.

d) Longueur d'ancrage [B.A.E.L.91/Article: A.6.1.221]

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,32\text{cm.}$
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38\text{cm.}$
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44\text{cm.}$
- Pour les **HA20** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 70,54\text{cm.}$

e) Longueur de recouvrement :

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement dans la Zone III est :

$$L = 50 \times \emptyset$$

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,2 = 60\text{cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,4 = 70\text{cm} \quad L_r = 70 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 1,6 = 80\text{cm} \quad L_r = 80 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA20** :

$$L_r = 50 \times \emptyset = 50 \times 2 = 100\text{cm} \quad L_r = 100\text{cm.}$$

V.1.6. Vérifications a'ELS :

1. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right)$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Combinaison	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	OBS
Zone I 45 x 45	N _{max} - M _{cor}	-654.57	1.69	0.002	0.075	S.E.C	5.7	18.73	CV
	N _{min} - M _{cor}	-23.18	5.466	0.235		S.P.C	0.636		CV
	N _{cor} - M _{max}	-349.4	9.271	0.026		S.E.C	7.287		CV
Zone II 40 x 40	N _{max} - M _{cor}	-449.83	4.099	0.096	0.066	S.P.C	-4.69	16,08	CV
	N _{min} - M _{cor}	-47.15	4.532	0.096		S.P.C	-4.69		CV
	N _{cor} - M _{max}	-166.42	13.683	0.082		S.P.C	0.567		CV
Zone III 35 x 35	N _{max} - M _{cor}	-173.68	3.512	0.020	0.058	S.E.C	4.33	12.56	CV
	N _{min} - M _{cor}	-5.27	5.398	1.024		S.P.C	1.23		CV
	N _{cor} - M _{max}	-55.34	14.268	0.257		S.P.C	0.76		CV

Tableau (V.1.9) : vérification de la condition de non fragilité.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton : [BAEL99/Art.4.5.2]

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (S.E.C).
- Si $\frac{M_s}{N_s} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Avec : M_s : est le moment de flexion à l'ELS.

N_s : est l'effort normal à l'ELS.

- **Vérification d'une Section partiellement comprimée S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y₁ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h \text{ Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{l} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification d'une Section entièrement comprimée S.E.C :**

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15(A + A')$$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Remarque

- Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement Comprimée.
- on vérifie que : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \sigma_{bc}$

Vérification les contraintes calculées en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Section (Cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	Nature	σ _b Sup	σ _b inf	σ _{bc} Adm	σ _{st} Sup	σ _{st} inf	σ̄ _s	Obs
Zone I 45x 45	-654.57	1.69	S.E.C	2.6	2.46	15	38.8	37.1	348	CV
	-23.18	5.466	S.P.C	0.34	0	15	4.49	-2.92	348	CV
	-349.4	9.271	S.E.C	1.73	0.98	15	25.1	15.4	348	CV
Zone II 40 x 40	-449.83	4.099	S.P.C	2.39	1.93	15	35.4	29.4	348	CV
	-47.15	4.532	S.P.C	0.48	0	15	6.68	0.08	348	CV
	-166.42	13.683	S.P.C	1.57	0.02	15	21.9	2.1	348	CV
Zone III 35 x 35	-173.68	3.512	S.E.C	1.39	0.78	15	20	12.5	348	CV
	-5.27	5.398	S.P.C	0.59	0	15	6.8	-13.2	348	CV
	-55.34	14.268	S.P.C	1.77	0	15	22	-21.5	348	CV

Tableau (V.1.10) : Vérification des contraintes

❖ Conclusion :

Le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section	A adopté (cm ²)
Entre sol / RDC	45 X 45	18.73
Etage 1/2/3	40 x 40	16.08
Etage 4/5	35 x 35	12.56

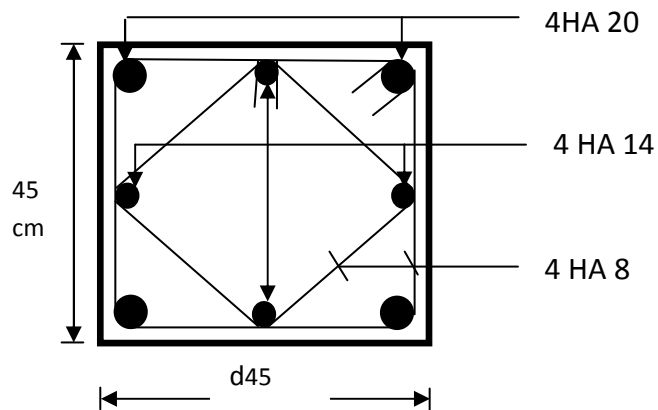
Tableau (V.1.11) : Ferraillage finale des poteaux.

V.1.7. Schéma de ferrailage des poteaux :

❖ Poteaux 45 x 45 :

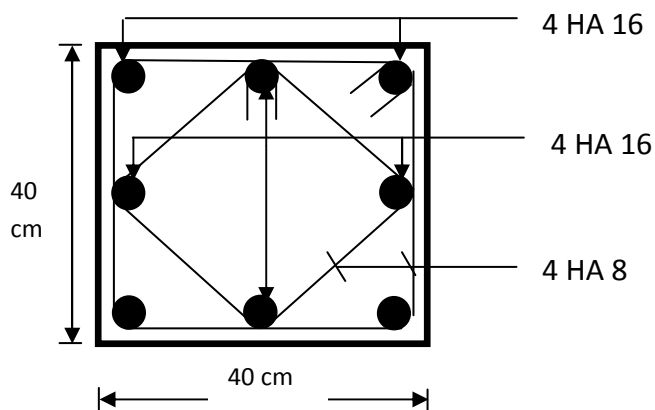
Les armatures longitudinales : $4 \text{ HA } 20 + 4 \text{ HA } 14 = 18.73 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Poteaux 40 x 40 :

Les armatures longitudinales : $8 \text{ HA } 16 = 16.08 \text{ cm}^2$

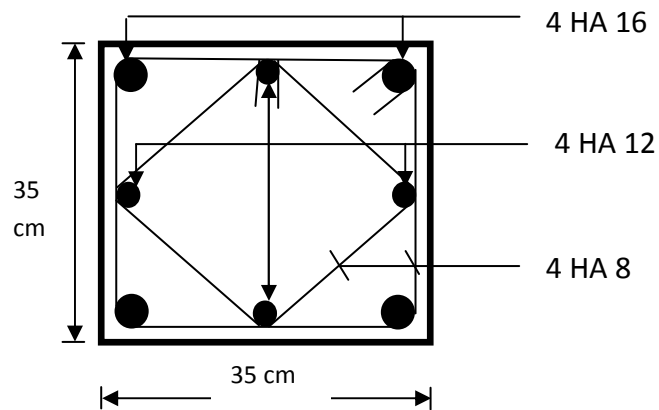
Les armatures transversales : $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$



❖ **Poteaux 35 x 35 :**

Les armatures longitudinales : $4 \text{ HA } 16 + 4 \text{ HA } 12 = 12,56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**V.2. Ferrailage des poutres :**

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ \longrightarrow à l'ELU
- $G+Q\pm E$ \longrightarrow RPA 2003
- $0.8G\pm E$ \longrightarrow RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- $G+Q$ \longrightarrow à l'ELS

V.2.2. Recommandation et exigence de l'RPA :**a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:**

- **Pourcentage total minimum**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$, 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 :

Tableau V.2.1 : Section des armatures longitudinales.

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\%(b \times h),$	Zone courante. $A_{\max} = 4\%(b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\%(b \times h)$
Poutre principale (30 × 35)	5,25	42	63
Poutre secondaire (30 × 35)	5,25	42	63

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travées au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Calcul des armatures a l'ELU :

A. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ cas durable} \end{cases}$$

Tableau V.2.2: Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

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

➤ **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 à nous :

➤ **1^{ere} cas :** $\mu \leq \mu_1 \longrightarrow$ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow A_{sc}=0$

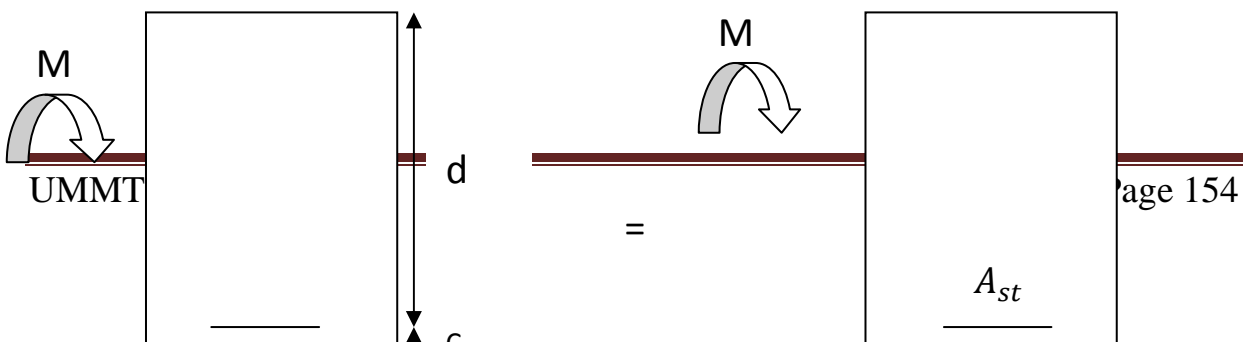


Figure 2.1 : disposition de l'armature tendue (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1,15$

➤ **2^{ème} cas** : $\mu \geq \mu_l$ ———> Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

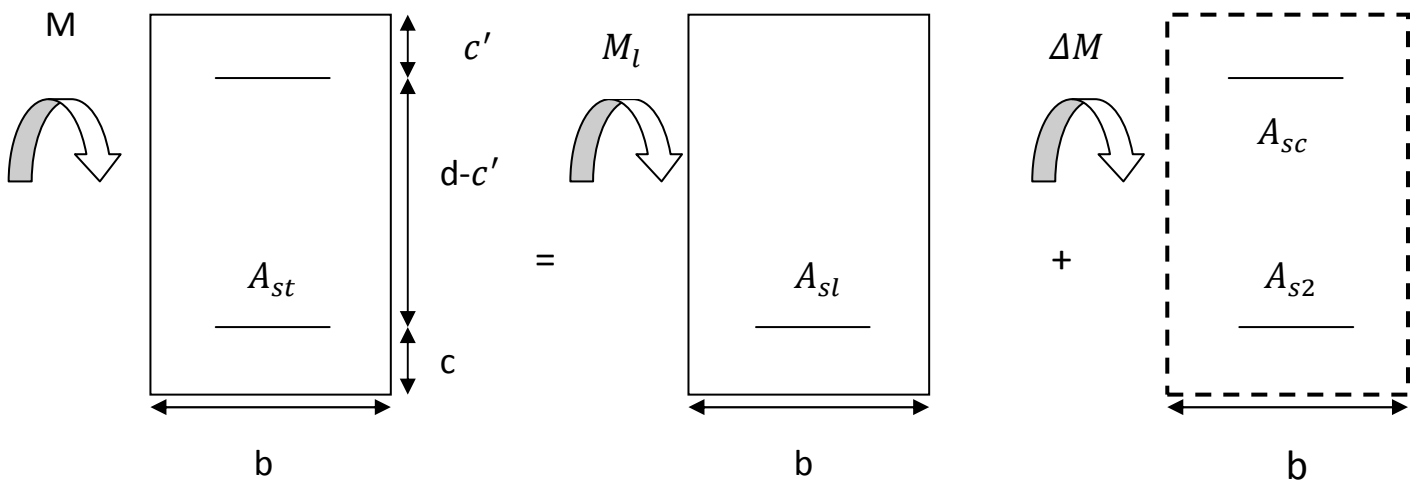


Figure 2.2 : Dispositions des armatures

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Les poutres principales (30×35) :**

✓ **Aux appuis :**

$h=35\text{cm} ; b=30\text{cm} ; d=d-h=32\text{cm} ; c=3\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{107,65 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,190$$

$\mu=0,190 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA) \rightarrow \text{section simplement armé}$

$\mu=0,190 \rightarrow \beta = 0,894$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{107,65 \times 10^3}{0,894 \times 32 \times 400} = 9,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 9,40 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :**

$h=35\text{cm} ; b=30\text{cm} ; d=h-c=32\text{cm} ; c=2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{70,06 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,160 \text{ cm}^2$$

$\mu=0,160 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA)$

$\mu=0,160 \rightarrow \beta = 0,912$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{70,06 \times 10^3}{0,912 \times 32 \times 348} = 6,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,90 \text{ cm}^2$$

Tableau V.2.4 : Ferraillage des poutres principales :

Localisation	M_{Max} (KN.m)	Combinaison	μ	obs	β	A_{St} (Cm ²)	Ferraillage	A adoptée (Cm ²)
Aux appuis	107,65	0,8G+Ex/G+Q+Ex	0.190	SSA	0,894	9,40	3HA14 (fil) + 3HA16 (chap)	10,64
En travée	70,06	ELU	0.160	SSA	0,912	6,90	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9,24

❖ **Les poutres secondaires (30× 35) :**

✓ **Aux appuis :**

$h=35\text{cm} ; b=30\text{cm} ; d=d-h=32\text{cm} ; c=3\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{107,062 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18,48} = 0,188$$

$\mu=0,188 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA) \rightarrow$ section simplement armé

$$\mu=0,188 \rightarrow \beta = 0,895$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{107,062 \times 10^3}{0,895 \times 32 \times 400} = 9,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 9,40 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$h=35\text{cm} ; b=30\text{cm} ; d=h-c=32\text{cm} ; c=2\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{69,418 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,158 \text{ cm}^2$$

$\mu=0,158 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (SSA)$

$$\mu=0,158 \rightarrow \beta = 0,914$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{69,418 \times 10^3}{0,914 \times 32 \times 348} = 6,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,82 \text{ cm}^2$$

Tableau V.2.5 : Ferrailage des poutres secondaires.

Localisation	M _{Max} KN.m	Combinaison	μ	obs	β	A _{St} (Cm ²)	Ferrailage	A adoptée (Cm ²)
Aux appuis	107,06	0,8G+Ey/G+Q+Ey	0.188	SSA	0.895	9,40	3HA14 (fil) + 3HA16 (chap)	10,64
En travée	69,418	ELU	0,158	SSA	0.914	6,82	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9,24

V.2.4. Vérification a l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

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

➤ **Poutres principales de (30 × 35) cm²:** $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159\text{cm}^2$

➤ **Poutres secondaires de (30× 35) cm²:** $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,159\text{cm}^2$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2.6 : Condition de non fragilité.

Poutres		A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Vérifications
Principales	En travée	9,24	1,159	CV
	Aux appuis	10,64	1,159	CV
Secondaires	En travée	9,24	1,159	CV
	Aux appuis	10,64	1,159	CV

❖ **Armatures longitudinales : [RPA99 version 2003 /Art 7.5.2.1].**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{min} = 0,5 \% (b \times h)$$

➤ **Poutre principale :**

✓ **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 10,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

$A_{sa} = 10,64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,25\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

✓ **En travée :**

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,25\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

➤ **Poutre secondaire :**

✓ **En travée :**

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 9,24\text{cm}^2 > A_{min} = 5,25\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 10,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 10,64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,25\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales : [RPA99 version 2003 /Art 7.5.2.2]**

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 → $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$
- ✓ Zone courante → $S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec : ϕ : 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 :

Tableau V.2.7 : Armatures transversales.

	Calcul de (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm ²)
	Zone nodale $S_t \leq \text{min}$	Min [8.75 ; 14; 30]	$S_t = 8,75\text{cm}$		
Poutre Principale				0,7875	

	$(\frac{h}{4}; 12\phi ; 30\text{cm})$				4 HA 8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$	$S_t = 15 \text{ cm}$	1,35	
Poutre Secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min$ $(\frac{h}{4}; 12\phi ; 30\text{cm})$	Min [8,75 ; 14; 30]	$S_t = 8,75 \text{ cm}$	0,7875	4 HA 8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$	$S_t = 15 \text{ cm}$	0.7875	

V.2.5. Vérification aux cisaillements : [BAEL 91 modifiée 99 /Art 5.1.1] :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente

« τ_u », prise conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

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

$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

Tableau V.2.8 : Vérification aux cisaillements

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Principales	T max	109,87	30	32	1,04	3,33	CV
Secondaires	T max	109,87	30	32	1,04	3,33	CV

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

➤ **Influence sur le béton : [BAEL91 modifiée 99 /Art A.5.1.313].**

Il faut vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Poutre principale :**

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

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{25000}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

✓ **Poutre secondaire :**

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

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,20 \times 0,9 \times 0,27 \times \frac{25000}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.9 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	\bar{T}_u (MPa)	Observations
	T max						
Principales	T max	109,87	30	32	25	576	CV
Secondaires	T max	109,87	30	32	25	576	CV

➤ **Influence sur les armatures : [BAEL91 modifiée 99 / Art A.5.1.312]**

Il faut vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

- Si $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$ \longleftrightarrow la vérification n'est pas nécessaire.
- Si $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) > 0$ \longleftrightarrow on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur l'acier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.10 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Poutres	Effort tranchant (KN)		Moment M_u (KN.m)	d(m)	F_e (MPa)	$(T_u - \frac{M_u}{0,9d})$
	T max					
Principales	T max	109,87	59,418	0,32	400	-96,4425
Secondaires	T max	109,87	28,565	0,32	400	-96,4425

- Poutres principales : $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) = -96,4425 \text{ KN} < 0$
 - Poutres secondaires : $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) = -96,4425 \text{ KN} < 0$
- > Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

VII.2.6. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres :

[BAEL91 modifiée /Art. A.6.1.3]

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

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

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

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

Avec : $\sum U_i$: périmètre utile des aciers.

✓ Poutres principales : 3HA 14 + 3HA 14.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2(3 \times 3,14 \times 14) = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{109,87 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.Condition}$$

vérifié.

✓ Poutres secondaires : 3HA 14 + 3HA 14.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2(3 \times 3,14 \times 14) = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{109,87 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.Condition vérifié.}$$

❖ Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

VII.2.7. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ($\phi 16$; $\phi 14$) ; donc leurs longueurs de scellement sont les suivantes :

$$\checkmark \text{ Pour les } T_{16} : l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Pour les } T_{14} : l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

✓ Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

✓ Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad L_r = 56 \text{ cm.}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur

de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers H.A.

- ✓ Pour les 16 : $l_a = 0,4 \times 65 = 26 \text{ cm}$
- ✓ Pour les 14 : $l_a = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$

VII.2.8. Vérification a l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (flèche) : [BAEL91 modifiée 99 /Art.B.6.5]

Ont fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

❖ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{510}{500} = 1,02 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,000286 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,0286 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,0001537 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,01537 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification des contraintes :

- ✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l'ELS. On aura les valeurs de K_1 et β_1 .

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.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

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

Tableau 2.11: Vérifications des contraintes à L'ELS.

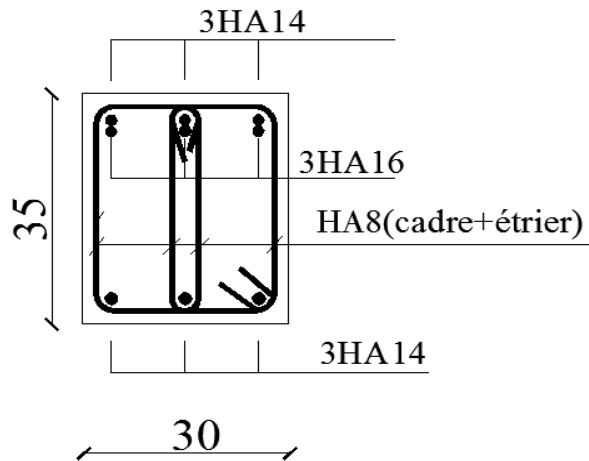
		Moment A l'ELS (KN.m)	A_{st} (cm^2)	b	d	ρ	β_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	K_1	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
POUTRE principale	Travée	27,159	9,24	30	32	0,975	0,860	106,81	348		36,02	2,97	15	CV
	Appuis	42,661	10,64			1,166	0,855	146,64			19,48	7,52		CV
POUTRE secondaire	Travée	15,156	9,24			0,975	0,860	61,19			36,02	1,70		CV
	Appuis	20,661	10,64			1,166	0,855	93,29			19,48	4,78		CV

Remarque :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.

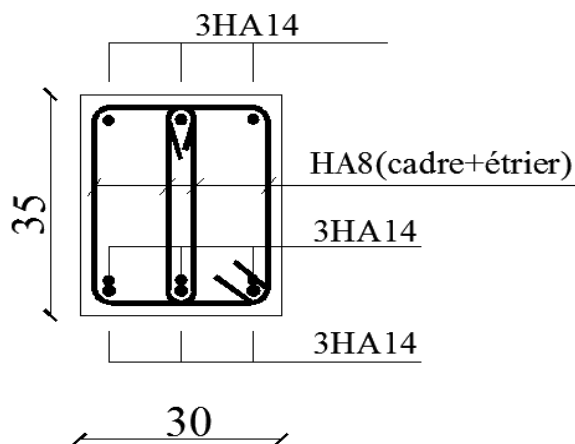
a)Schéma de ferrailage de la poutre principale :

Aux appuis : 3HA14 (fil) +3HA16 (chap)



Ferraillage d'une poutre principal aux appuis

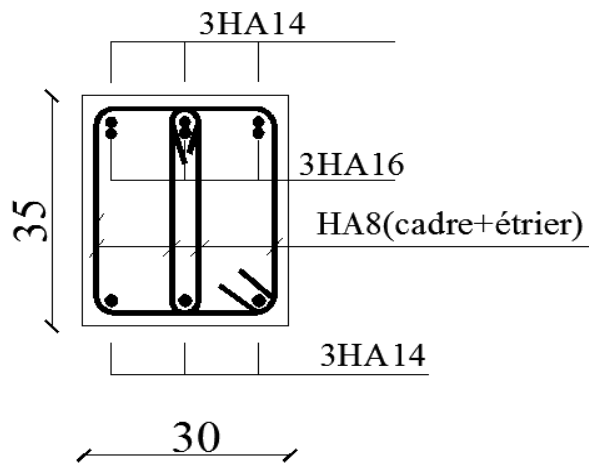
➤ **En travée :** 3HA14 (fil) +3HA14 (chap)



Ferraillage d'une poutre principale en travée

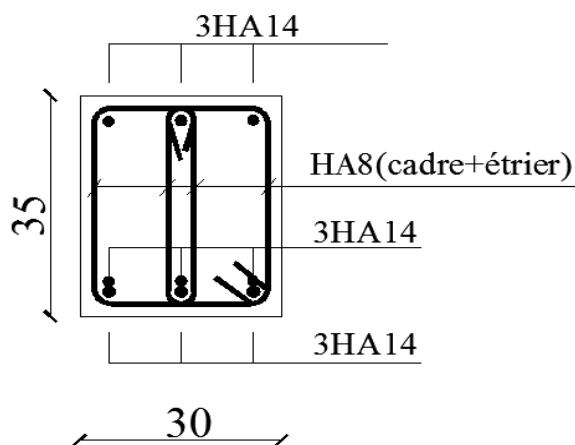
b) Schéma de ferraillage de la poutre secondaire :

➤ **Aux appuis :** 3HA14 (fil) +3HA16 (chap)



Ferrailage d'une poutre secondaire aux appuis

➤ **En travée :** 3HA14 (fil) +3HA14 (chap)



Ferrailage d'une poutre secondaire en travée

VII.3. Ferrailage des voiles :

VII.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

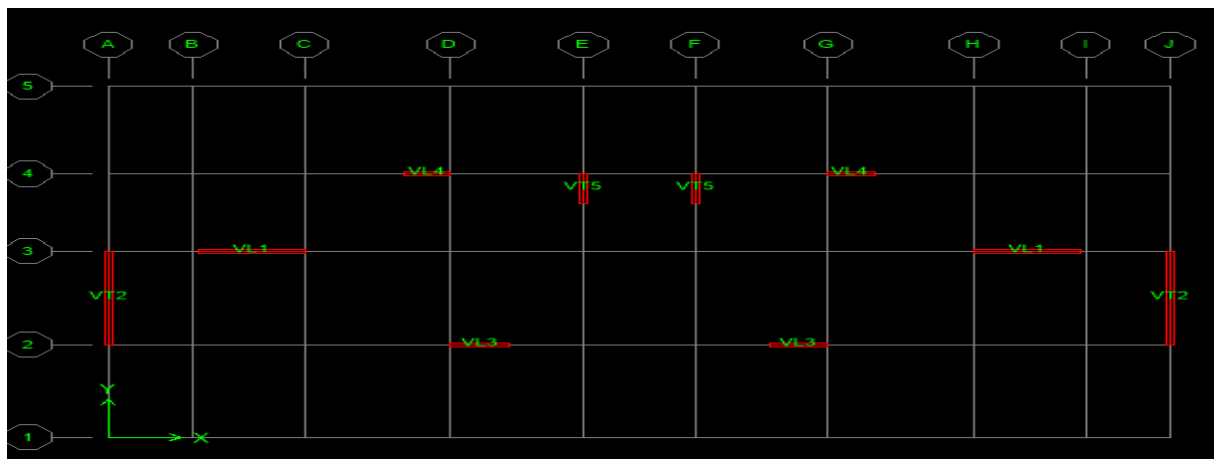
Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : ENTRE SOL/ RDC.
- **Zone II** : 1er étage/3^{ème} étage
- **Zone III** : 4^{ème} étage/5^{ème} étage

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :



➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{à l'ELU.} \\ G + Q & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$
- Selon le RPA version 2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.3.2. 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 ; $B = e \times L$

L : La longueur de voile.

e : Epaisseur de voile.

I : Moment d'inertie du voile.

V et V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

[Art 7.7.4 RPA99/mod2003]

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

h_r : La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Après on aura La longueur de la zone tendue L_t tel que : $L_t = L - L_c$

Avec : L: longueur du voile.

L_t : Longueur tendue.

➤ **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)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Avec : e : épaisseur du voile.

B : section du tronçon considéré.

d : la longueur de la bande sur laquelle se fera le ferrailage.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max.

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min.

❖ Armatures minimales :

➤ Compression simple (Art. A.8.1, 2/ BAEL91) :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$- 0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad \text{avec : } B : \text{section du béton comprimée.}$$

➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA 2003 [article 7.7.4.3/RPA99 version 2003] :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

VII.3.3.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

[RPA99 version 2003 /Art .7.7.4.2].

- ✓ **D'après le BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$ avec : A_v : la section des armatures verticales.
- ✓ **D'après le RPA 2003** : $A_H \geq 0.15\% \cdot B$ (globalement dans la section du voile).

$$A_H \geq 0,10\% \cdot B \quad (\text{en zone courante}).$$

Avec : B : la section du béton

A_H : la section des armatures horizontales.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

❖ Armatures transversales : [RPA 99 version 2003 /Art .7.7.4.3]

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

❖ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Armatures de Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$, avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 50Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons Possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

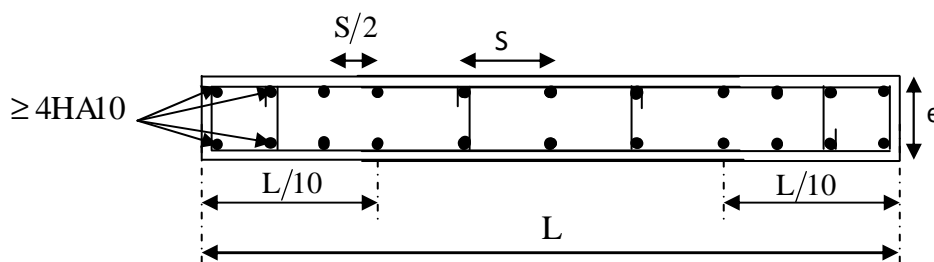


Figure.3.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Espacement : [RPA 99 version 2003 / Art .7.7.4.3]**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \text{ Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être d'extrémité au plus égale à 15 cm.

VIII.3.4. Vérification a l'ELS :❖ **Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

❖ **Vérification de la contrainte 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 :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{v_b}; 4 \text{ MPA} \right)$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Exemple de calcul :**A. Ferrailage des armatures**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 4,65$ m sur la zone 1.

(VL2.Z1)

1) Caractéristiques géométriques :

$$L = 4,65\text{m}$$

$$e = 0,20\text{m}$$

$$B = 0,93$$

2) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\checkmark \sigma_{\max} = 6480,54 \text{KN/m}^2$$

$$\checkmark \sigma_{\min} = -7741,44 \text{KN/m}^2$$

3) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{6480,54}{6480,54 + 7741,44} \times 4,65 = 2,11 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4,65 - 2,11 = 2,54 \text{ m}$$

4) Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,57 - 0,35 = 3,22 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{3,57}{2}; \frac{2}{3}2,11\right) = 1,4 \text{ m.}$$

$$d_2 = L_t - d = 2,54 - 1,4 = 1,14 \text{ m}$$

5) Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d_2}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-7741,44(2,54 - 1,4)}{2,54} = 3474,50 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-7741,44 + 3474,50}{2} \times 1,4 \times 0,20$$

$$N_1 = 1570,23 \text{KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3474,50}{2} \times 1,4 \times 0,20 = 486,43 \text{KN}$$

6) Calcul des armatures verticales :✓ **1^{ère} bande :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1570,23}{400 \times 10^{-1}} = 39,26 \text{ cm}^2$$

✓ **2^{ème} bande :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{486,43}{400 \times 10^{-1}} = 12,16 \text{ cm}^2$$

7) Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1836,53}{400 \times 10^{-1}} = 64,28 \text{ cm}^2$$

8) Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$A_{min} = \max \left(\frac{140 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,2\% \times 140 \times 20 \right) = \max (14,7 ; 5,6)$$

$$A_{min} = 14,7 \text{ cm}^2$$

9) Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 39,26 + \frac{64,28}{4} = 55,33 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 12,16 + \frac{64,28}{4} = 28,23 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

10) Ferrailage adopté :

Le ferrailage adopté est donné dans le tableau suivant

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{ère} bande	$A_1 = 55,33 \text{ cm}^2$	$2 \times 9\text{HA}20 = 56,52 \text{ cm}^2$	$S_t = 16 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 28,23 \text{ cm}^2$	$2 \times 8\text{HA}16 = 32,16 \text{ cm}^2$	$S_t = 25 \text{ cm}$

11) Armatures horizontales :

$$\checkmark \text{ D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{56,52}{4} = 14,13 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ D'après le RPa2003 : } A_H \geq 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 465 = 13,95 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 14,13 \text{ cm}^2$

12) Armatures transversales :

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 :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 16 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_t = 23 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} = \frac{1668,36 \times 10^3}{0,93 + 15 \times 56,52 \times 10^2}$$

$$\sigma_{bc} = 1,97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification des contraintes de cisaillement :➤ **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1836,53 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4650} = 2,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} = \frac{1,4 \times 1836,53 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4650} = 3,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

$$\tau_b = 3,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : on a rendu compte que : $L_t = d$ pour les bou de voile

Tableau 3.1 : Ferrailages des voiles longitudinaux de 2,78m (VL1) :

caractéristique	ZONE	I	II	III	
	L(m)	2,78	2,78	2,78	
	e(m)	0,20	0,20	0,20	
	B(m)	0,556	0,556	0,556	
	Hp(m)	0,35	0,35	0,35	
solllicitations	Ns(KN)	2011,95	1492,21	293,54	
	T(KN)	1101,6	751,83	624,06	
	σ_{max} (kN/m ²)	6843,42	1752,86	963,06	
	σ_{min} (kN/m ²)	-9745,88	-3051,64	-2363,52	
	Lc(m)	1,15	1,01	0,80	
	Lt(m)	1,63	1,77	1,98	
	d ₁ (m)	0,77	0,67	0,53	
	σ_1 (kN/m ²)	5142	1896,50	1730,86	
	N ₁ (KN)	1146,37	331,53	217	
	N ₂ (KN)	395,93	127,07	91,74	
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)	28,66	8,29	5,42	
	A _{v2} /bande (cm ²)	9,90	3,18	2,29	
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	8,09	7,04	5,57	
	A _{vj} (cm ²)	42,41	28,95	24,03	
	A1/bande/ (cm ²)	39,26	15,53	11,43	
	A2/bande (cm ²)	20,5	10,42	8,30	
	AV1adopté (cm ²)	40,2	18,48	13,56	
	Av2adopté (cm ²)	21,56	11,31	9,36	
	choix par bande1	2 × 10HA16	2 × 6HA14	2 × 6HA12	
	choix par bande2	2 × 7HA14	2 × 5HA12	2 × 6HA10	
	espacement	Bande1	9	15	14
		Bande2	16	24	22
	AH/nappe (cm ²)	9,42	8,34	8,34	
	AH/adopté (cm ²)	10,92	9,36	9,36	
	choix de la section	2 × 7HA10	2 × 6HA10	2 × 6HA10	
	espacement st	16	20	20	
	Armatures transversale	4 épingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	3,08	2,1	0,82	
	$\tau_u = 2,5\text{MPa}$	2,2	1,50	0,59	
	$\tau_{bc} = 15\text{MPa}$	3,33	5,37	1,44	

Tableau.3.2 : Ferrailage des Voiles transversaux de 4,65m (VT2) :

caractéristique	ZONE	I	II	III	
	L(m)	4,65	4,65	4,65	
	e(m)	0,20	0,20	0,20	
	B(m)	0,93	0,93	0,93	
	Hp(m)	0,35	0,35	0,35	
solllicitations	Ns(KN)	1668,36	1254,06	552,32	
	T(KN)	1836,53	1578,17	732,32	
	σ_{max} (kN/m ²)	6480,54	4063,18	1520,84	
	σ_{min} (kN/m ²)	-7741,44	-4786,24	-2975,35	
	Lc(m)	2,11	2,14	1,57	
	Lt(m)	2,54	2,51	3,08	
	d ₁ (m)	1,4	1,43	1,05	
	σ_1 (kN/m ²)	3474,50	2059,42	1961,03	
	N ₁ (KN)	1570,23	978,93	518,31	
	N ₂ (KN)	472,97	294,50	205,90	
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)	39,26	24,47	12,96	
	A _{v2} /bande (cm ²)	12,16	7,36	5,15	
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	14,7	15,02	11,03	
	A _{vj} (cm ²)	64,28	60,76	28,19	
	A1/bande/ (cm ²)	55,33	39,66	20,01	
	A2/bande (cm ²)	28,23	22,55	12,20	
	AV1adopté (cm ²)	56,52	40,2	21,56	
	Av2adopté (cm ²)	32,16	24,64	13,56	
	choix par bande1	2× 9HA20	2× 10HA16	2 × 7HA14	
	choix par bande2	2× 8HA16	2× 8HA14	2× 6HA12	
	espacement	Bande1	16	16	23
		Bande 2	25	20	28
	AH/nappe (cm ²)	14,13	13,95	13,95	
	AH/adopté (cm ²)	15,06	14,04	14,04	
	choix de la section	2× 10HA10	2× 9HA10	2× 9HA10	
	espacement st	11	12	12	
	Armatures transversale	4 épingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	1,97	2,64	1,22	
	$\tau_u = 2,5\text{MPa}$	2,19	1,88	0,87	
	$\tau_{bc} = 15\text{MPa}$	3,07	2,08	1,70	

Tableau.3.3 : Ferrailages des voiles longitudinaux de 1,5 m (VL3) :

caractéristique e	ZONE	I	II	III	
	L(m)	1,5	1,5	1,5	
	e(m)	0,20	0,20	0,20	
	B(m)	0,30	0,30	0,30	
	Hp(m)	0,35	0,35	0,35	
solllicitations	Ns(KN)	1254,21	988,5	428,37	
	T(KN)	413,46	305,28	284,20	
	σ_{\max} (kN/m ²)	3572,49	1762,55	988,06	
	σ_{\min} (kN/m ²)	-6905,16	-3517,62	-2121,78	
	Lc(m)	0,51	0,50	0,32	
	Lt(m)	0,99	1	1,02	
	d ₁ (m)	0,34	0,33	0,32	
	σ_1 (kN/m ²)	4533,69	2356,81	1456,12	
	N ₁ (KN)	388,92	193,86	114,49	
	N ₂ (KN)	154,15	77,77	47	
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)	9,72	4,85	2,86	
	Av2/bande (cm ²)	3,85	1,94	1,18	
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3,57	3,47	3,87	
	A _{vi} (cm ²)	15,92	11,75	11	
	A1/bande/ (cm ²)	13,7	7,79	5,61	
	A2/bande (cm ²)	7,83	4,88	4	
	AV1adopté (cm ²)	16,09	9,23	6,78	
	Av2adopté (cm ²)	9,23	6,78	4,71	
	choix par bande1	2 × 4HA16	2 × 3HA14	2 × 3HA12	
	choix par bande2	2 × 3HA14	2 × 3HA12	2 × 3HA10	
	espacement	Bande1	13	17	17
		Bande2	23	24	24
	AH/nappe (cm ²)	4,5	4,5	4,5	
	AH/adopté (cm ²)	9,36	9,36	9,36	
	choix de la section	2 × 6HA10	2 × 6HA10	2 × 6HA10	
	espacement st	20	20	20	
	Armatures transversale	4 épingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	2,14	1,58	1,47	
	$\tau_u = 2,5\text{MPa}$	1,53	1,13	1,05	
	$\tau_{bc} = 15\text{MPa}$	5,19	7,12	4,20	

Tableau3.4 : Ferrailage s des voiles transversaux de 1,20m (VL4) :

caractéristique	ZONE		I	II	III	
		L(m)		1,20	1,20	1,20
		e(m)		0,20	0,20	0,20
		B(m)		0,24	0,24	0,24
		Hp(m)		0,35	0,35	0,35
solllicitations	Ns(KN)		1058,86	344,56	353,35	
	T(KN)		275,96	126,52	118,6	
	σ_{max} (kN/m ²)		3030,06	1649,1	849,46	
	σ_{min} (kN/m ²)		-6560,69	-2740,39	-2137,63	
	Lc(m)		0,40	0,45	0,34	
	Lt(m)		0,8	0,75	0,86	
	d_1 (m)		0,27	0,30	0,23	
	σ_1 (kN/m ²)		4838,50	1644,23	1565,94	
	N ₁ (KN)		307,78	131,54	125,92	
	N ₂ (KN)		130,64	49,33	53,24	
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)		7,69	3,29	3,15	
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,27	1,23	1,33	
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,84	1,58	2,40	
	A _{vi} (cm ²)		10,62	4,87	5,19	
	A1/bande/ (cm ²)		10,35	4,51	4,44	
	A2/bande (cm ²)		5,93	2,45	2,63	
	AV1adopté (cm ²)		12,06	6,78	6,78	
	Av2adopté (cm ²)		6,15	4,71	4,71	
	choix par bande1		2× 3HA16	2× 3 HA12	2× 3 HA12	
	choix par bande2		2× 2HA14	2× 3 HA10	2× 3HA10	
	espacement	Bande1	16	12	12	
		Bande2	24	24	24	
	AH/nappe (cm ²)		3,6	3,6	3,6	
	AH/adopté (cm ²)		9,36	9,36	9,36	
	choix de la section		2 × 6HA10	2 × 6HA10	2 × 6HA10	
	espacement st		20	20	20	
	Armatures transversale		4 épingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$		1,73	0,82	0,87	
	$\tau_u = 2,5\text{MPa}$		1,78	0,59	0,62	
	$\tau_{bc} = 15\text{MPa}$		5,84	5,06	1,16	

Tableau.3.5 : Ferrailages des voiles transversaux de 1,5m(VT5) :

caractéristique e	ZONE		I	II	III
	L(m)		1,5	1,5	1,5
	e(m)		0,20	0,20	0,20
	B(m)		0,30	0,30	0,30
	Hp(m)		0,35	0,35	0,35
sollicitations	Ns(KN)		1068,19	830,82	341,24
	T(KN)		279,75	156,06	127,32
	σ_{max} (kN/m ²)		2397,88	1762,55	905,8
	σ_{min} (kN/m ²)		-4561,88	-3517,62	-3059,35
	Lc(m)		0,52	0,50	0,34
	Lt(m)		0,98	1	1,16
	d ₁ (m)		0,35	0,33	0,23
	σ_1 (kN/m ²)		2932,64	2356,81	2452,75
	N ₁ (KN)		190,43	193,86	137,80
	N ₂ (KN)		102,64	77,77	61,32
Ferrailage	A _{v1} /bande (cm ²)		4,76	4,85	3,45
	Av2/bande (cm ²)		2,57	1,94	1,54
	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,68	3,47	2,4
	A _{vj} (cm ²)		10,77	6	5
	A1/bande/ (cm ²)		7,45	6,35	4,70
	A2/bande (cm ²)		5,26	3,94	3,02
	AV1adopté (cm ²)		9,23	6,78	6,78
	Av2adopté (cm ²)		6,78	4,71	4,71
	choix par bande1		2 × 3HA14	2 × 3HA12	2 × 3HA12
	choix par bande2		2 × 3HA12	2 × 3HA10	2 × 3HA10
	espacement	Bande1	17	17	17
		Bande2	24	24	24
	AH/nappe (cm ²)		4,5	4,5	4,5
	AH/adopté (cm ²)		9,36	9,36	9,36
	choix de la section		2 × 6HA10	2 × 6HA10	2 × 6HA10
	espacement st		20	20	20
	Armatures transversale		4 épingles HA8/m²		
Vérification des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$		1,45	0,81	0,66
	$\tau_u = 2,5\text{MPa}$		1,04	0,58	0,47
	$\tau_{bc} = 15\text{MPa}$		7,7	8,14	3,35

CHAPITRE VI
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**VII.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.
- 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.

VII.2.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.Choix de la fondation :**1) Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base du poteau considéré.

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{45}{45} = k = 1(\text{Poteau carré}).$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

❖ Exemple

$$N_{ser} = 654.57 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad B = 1.81 \text{ m}$$

❖ 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 :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

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

- **Voile sens transversal:**

Voile	Nser	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	968.36	4.65	1.041	4.840
VT2	968.36	4.65	1.041	4.840
VT3	368.19	1.5	1.227	1.840
VT4	368.19	1.5	1.227	1.840
TOTAL				13.36

Tableau (VII.1) : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

- **Voile sens longitudinal :**

Voile	N ser	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	680.02	2.78	1.223	3.399
VL2	680.02	2.78	1.223	3.399
VL3	298.86	1.2	1.245	1.494
VL4	298.86	1.2	1.245	1.494
VL5	370.21	1.5	1.234	1.851
VL6	370.21	1.5	1.234	1.851
TOTAL				13.488

Tableau (VII.2) : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_t = 13.36 + 13.488 = 26.848 \text{ m}^2.$$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Le portique le plus sollicité est le Portique c

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

-Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

-Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

-Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \cdot \frac{L}{4}}{\sigma_{sol}}$

-Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L : est la distance entre nus des poteaux.

Poteaux	Ns	ei	Ns x ei	Ms
1	424.504	8.725	3703.79	1.104
2	654.568	4.125	2700.093	1.690
3	855.567	-0.525	-449.17	1.105
4	516.804	-4.375	-2261.017	-0.448
5	408.957	-8.725	-3568.149	0.947
	R = \sum = 2860.4		\sum = 125.547	\sum = 4.398

Tableau (VII.3) : Présentation de la résultante des charges.

Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

$$\text{AN : } e = \frac{125.547 + 4.398}{2860.4} = 0.045 \text{ m}$$

$$e = 0.045 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.45}{6} = 2.908 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2860.4}{17.45} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.045)}{17.45} \right) = 166.456 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2860.4}{17.45} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.045)}{17.45} \right) = 161.38 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2860.4}{17.45} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.045)}{17.45} \right) = 165.19 \text{ [KN/m]}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{165.19}{200} = 0.83 \text{ m} \quad \text{on prend } = 1.10 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1.10 \times 17.45 = 19.195 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n$$

$$S_p = 17.45 \times 5 = 87.25 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_t$$

$$S_t = 87.25 + 26.848 = 114.098 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale de la structure : $S_{st} = 17.45 \times 27.60 = 481.62 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{114.098}{481.62} = 0,2369 = 23.69 \%$$

La surface des semelles représente 23.69 % de la surface de bâtiments.

Conclusion :

Les semelles ne présentent pas de grandes largeurs, pas de chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie inférieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, donc on optera pour des semelles filantes.

❖ **Calcul de la semelle filante :**

- Hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{110-45}{4} + 5 \text{ cm} = \mathbf{21.25 \text{ cm}}$

Avec :

B : largeur de la semelle.

H s : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x.

On adopte une hauteur $h_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$

Soit les dimensions suivantes

$$L = 17.45 \text{ m}$$

$$B = 1.10 \text{ m}$$

$$h_s = 35 \text{ cm}$$

$$c = c' = 5 \text{ cm}$$

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

VII.4. Etude de la poutre de rigidité :

1: Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur : $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

$$\text{La largeur : } \frac{h_p}{3} \leq b_p \leq \frac{2h_p}{3}$$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4.65 \text{ m}$$

$$\frac{465}{9} \leq h_p \leq \frac{465}{6}$$

$$\text{Dou : } 51.66 \leq h_p \leq 77.6 \quad \mathbf{h_p = 70 \text{ cm}}$$

$$\frac{h_p}{3} \leq b_p \leq \frac{2h_p}{3}$$

$$23.33 \leq b_p \leq 46.66 \quad \mathbf{b_p = 50 \text{ cm}}$$

2 : Le ferrailage (ELU) :

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteaux	Nu	ei	Nu x ei	Mu
1	584.443	8.725	5099.26	1.536
2	904.637	4.125	3731.62	2.356
3	1178.582	-0.525	-618.75	1.528
4	713.052	-4.375	-3119.60	-0.623
5	562.824	-8.725	-4910.63	1.317
	R = $\Sigma = 3943.538$		$\Sigma = 181.9$	$\Sigma = 6.114$

Tableau (VII.4) : les efforts interne dans la poutre.

$$e = \frac{\sum N_u \cdot ei + \sum Mu}{R} = \frac{181.9 + 6.114}{3943.538} = 0.0476 \text{ m}$$

$$q_u = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3943.538}{17.45} \left(1 + \frac{3 \times 0.0476}{17.45}\right) = 227.84 \text{ KN/m.}$$

3 : Calcul de moment isostatique :

Travée 1-2 :

$$M_0^1 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{227.84 \times 4.6^2}{8} = 602.63 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$M_0^2 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{227.84 \times 4.65^2}{8} = 615.808 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4 :

$$M_0^3 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{227.84 \times 3.85^2}{8} = 422.144 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5 :

$$M_0^4 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{227.84 \times 4.35^2}{8} = 538.91 \text{ KN.m}$$

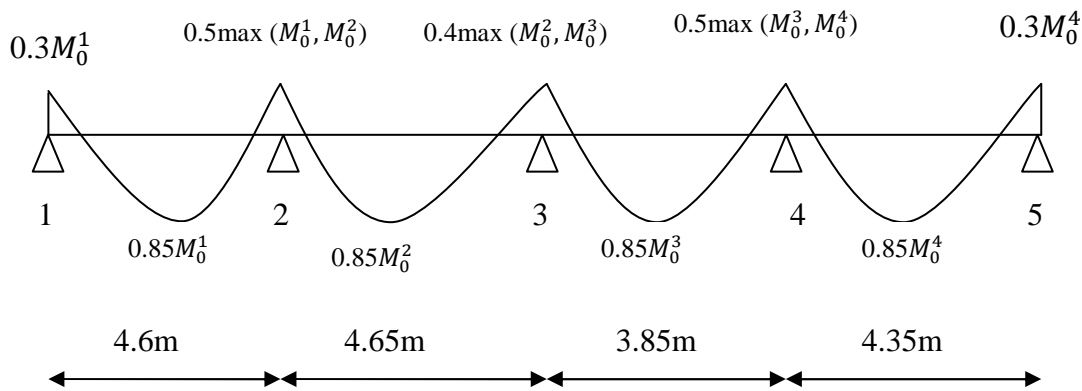


Figure (VII.1): correction des moments sur appuis et en travées.

• **Calcul du ferrillage :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} < 0.392 ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$\mu_u \longrightarrow \beta$ tiré par le tableau.

$b = 50 \text{ cm}$; $d = 65 \text{ cm}$

$A_s > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifié.

4 : Calcul des armatures :

Aux appuis :

Appuis	M_a (KN.m)	μ_u	μ_l	obs	β	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Choix des barres
1	180.78	0.060	0.392	S.S.A	0.969	8.24	15.71	5 HA 20
2	307.90	0.102	0.392	S.S.A	0.946	14.38	15.71	5 HA 20
3	246.32	0.082	0.392	S.S.A	0.957	11.37	15.71	5 HA 20
4	269.45	0.089	0.392	S.S.A	0.953	12.49	15.71	5 HA 20
5	161.67	0.053	0.392	S.S.A	0.972	7.35	15.71	5 HA 20

Tableau (VII.5) : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

En travée :

travées	M_t (KN.m)	μ_u	μ_l	obs	β	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Choix des barres
1-2	512.23	0.170	0.392	S.S.A	0.906	24.99	31.42	5HA20 + 5HA20
2-3	523.43	0.174	0.392	S.S.A	0.904	25.59	31.42	5HA20 + 5HA20
3-4	358.82	0.119	0.392	S.S.A	0.936	16.94	31.42	5HA20 + 5HA20
4-5	458.07	0.152	0.392	S.S.A	0.917	22.08	31.42	5HA20 + 5HA20

Tableau (VII.6) : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

5 : Vérification au cisaillement : $\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

- $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$
- $V_u = \frac{q l}{2} = \frac{227.84 \times 4.65}{2} = 529.728\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{529.728 \times 10^3}{400 \times 650} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

6 : Armatures transversales :

$$\phi t < \min \left\{ \frac{h_p}{35}, \phi, \frac{b_p}{10} \right\} = \min \left(\frac{70}{35}, 2, \frac{50}{10} \right) = \min (2; 2; 5) = 2 \text{ cm}$$

On prend $\phi t = 10 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de HA10

Donc : $A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$.

7 : Espacement des armatures transversales S_t :

Les espacements seront donnés comme suit :

Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

- En zone nodale :

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

$$S_t \leq \min (17.5; 24; 30) \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \quad \text{soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

8 : Vérification des armatures transversales : $A_t \geq 0.003 S_t b$

- zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

- En dehors de la zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée

9 : Longueur de recouvrement:

La longueur minimale de recouvrement est $L_s = 50 \varnothing$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90° .

VII.5. Vérification à l'ELS :**❖ Vérification de la contrainte dans le béton :**

- **Dans le béton :** On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \quad (A_{st} : \text{armatures adoptées à l'ELU}).$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times k_1 \times A_{st}} \quad (K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés à partir des annexes}).$$

- **Dans l'acier :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa.}$$

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

❖ Calcul des moments isostatiques :

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2860,4}{17,45} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,045}{17,45} \right) = 165,19 \text{[KN/m]}$$

$$q_s = 165,19 \text{ KN/ml}$$

Travée 1-2 :

$$M_0^1 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{165,19 \times 4,6^2}{8} = 436,92 \text{KN.m}$$

Travée 2-3 :

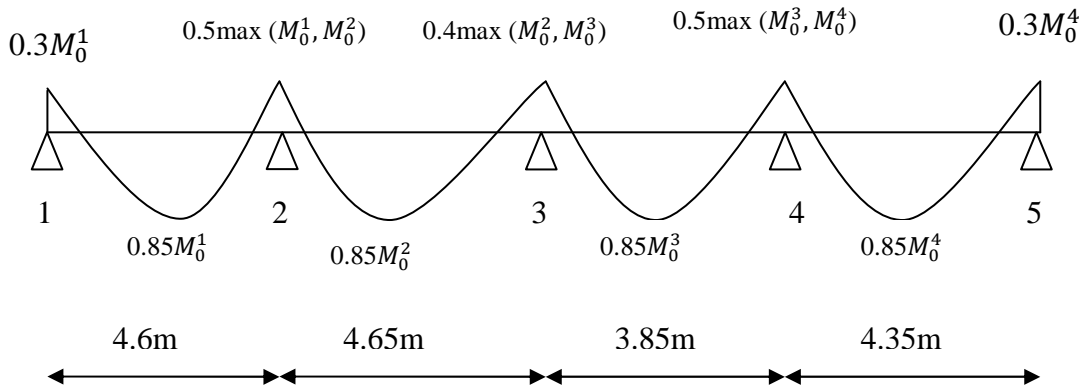
$$M_0^2 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{165,19 \times 4,65^2}{8} = 446,47 \text{KN.m}$$

Travée 3-4 :

$$M_0^3 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{165.19 \times 3.85^2}{8} = 306.06 \text{KN.m}$$

Travée 4-5 :

$$M_0^4 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{165.19 \times 4.35^2}{8} = 390.72 \text{KN.m}$$



Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

appuis	M_a (KN.m)	A adoptée (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1	131.07	15.71	0.619	0.884	28.10	5.16	15	CV
2	223.23	15.71	0.619	0.884	28.10	8.80	15	CV
3	178.58	15.71	0.619	0.884	28.10	7.04	15	CV
4	195.36	15.71	0.619	0.884	28.10	7.70	15	CV
5	117.21	15.71	0.619	0.884	28.10	4.62	15	CV

Tableau(VII.7) : Vérifications des contraintes aux appuis.

En travées :

travées	M_t (KN.m)	A adoptée (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1-2	371.38	31.42	0.966	0.862	21.23	9.93	15	CV
2-3	379.49	31.42	0.966	0.862	21.23	10.15	15	CV
3-4	260.15	31.42	0.966	0.862	21.23	6.96	15	CV
4-5	332.11	31.42	0.966	0.862	21.23	8.88	15	CV

Tableau(VII.8) : Vérifications des contraintes aux travées.

Conclusion :

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaites.

VII.6. Ferrailage de la semelle dans le sens "Y" :

Dans le sens B, le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_b = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 b \sigma_{st}}$$

A_b : donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$N_{uf} = B \times \sigma_{3/4} \times 100 = 1.10 \times 149.017 \times 100 = 16391.87 \text{KN/m.}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sum N_s}{B \times L} = \frac{2860.4}{1.10 \times 17.45} = 149.017 \text{ KN/m}^2.$$

A_b : la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$A_b = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 b \sigma_{st}} = \frac{16391.87 \times (1.10 - 0.45)}{8 \times 0.45 \times 348 \times 10^3} = 0.85 \text{cm}^2.$$

On prend : 4 HA 14 = 6.15 cm²/ml.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2.$$

On prend : 4 HA 14 = 6.15 cm².

❖ **Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_{ser} = 968.36 \text{ KN} ; L = 4.65 \text{m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B L} = \frac{968.36}{1.10 \times 4.65} = 189.31 \text{KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2.$$

❖ **Calcul des armatures : (Sens longitudinal)**

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$M_u = \frac{N_u(B-b)^2}{8 B} \quad \text{Avec : } N_u = 1178.582 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{1178.582 (1 - 0.45)^2}{8 \times 1} = 44.56 \text{KN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{0.9 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44.56 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 348} = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$d = h_s - 0.05 = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 14 = 6.15 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

VII.7.Ferraillage de la longrine :

➤ **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S3 ; zone III).

➤ **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

- (25cm x30cm) : site de catégorie S2 et S3.
- (30cm x30cm) : site de catégorie S4.

Site	I	II	III
S ₁	/	/	/
S ₂	/	15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

Tableau(VII.9) : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site Considérée.

On adoptera pour notre cas une section de (25 X 30) cm²

Armatures longitudinales :

$$N = 1489.86 \text{ KN}$$

$$\alpha = 10 \text{ (Zone III ; Site 3)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1489.86}{10} = 148.98 \text{ KN} > 20.$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{148.98 \times 10}{348} = 4.28 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.**

$$A_{min} = 0,006 \times 30 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section d'armature longitudinale de : $A = 4 \text{ HA } 16 = 8.04 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

$$\phi t < \min\left\{\frac{h}{35}, \phi l, \frac{b_0}{10}\right\} = \min(2; 1.4; 5) = 1.4$$

$$\phi t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- $St \leq \min(20 ; 15 \phi l)$ cm.
- $St \leq \min(20 ; 18)$ cm.

St=15 cm.

Conclusion:

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (cout relatif des différentes solutions possibles).

CHAPITRE VII
ETUDE DE MUR PLAQUE

Mur plaque**VII.1) Introduction :**

Le mur de soutènement sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le **RPA 2003 (Article 10.1.2)** est $e_{\min} = 15 \text{ cm}$, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (**7.7/ RPA99version 2003**) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. Dans notre cas on opte pour une épaisseur de 20 cm.

VII.3.Méthode de calcul :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V .

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

Tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

$$\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

Avec : $0 < h < H$

1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique du sol : $= 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de Sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)

2) Calcul des sollicitations :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

• A l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (1.5q + 1.35 \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.5 \times 1.5 \times 10 = 7.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$h = 3.57 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.5 \times (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 \times 3.57) = 50.875 \text{ KN/m}^2.$$

• A l'ELS:

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$h = 3.57 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.5 \times (10 + 18 \times 3.57) = 37.13 \text{ KN/m}^2.$$

3) Diagramme des contraintes:

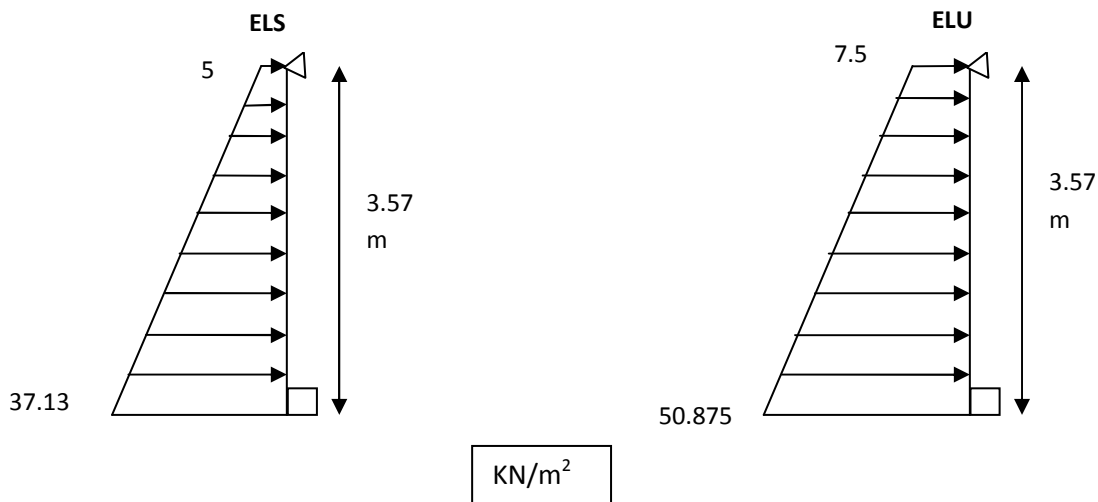


Figure (VII.1) : Diagramme des contraintes.

4) Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :

- **ELU :**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 50.875 + 7.5)}{4} \times 1\text{m} = 40.031\text{KN/ml.}$$

- **ELS :**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 37.13 + 5)}{4} \times 1\text{m} = 29.097\text{KN/ml.}$$

VII.4. Ferrailage du mur plaque à l'ELU :

a) Méthodes de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

b) Identification des panneaux :

$$L_x = 3.57\text{m}$$

$$L_y = 3.80\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.57}{3.80} = 0.93 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.93 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0428 \times 40.031 \times (3.57)^2 = 21.83\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.841 \times 21.83 = 18.35\text{KN.m}$$

c) Correction des moments :➤ **Sens x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 10.91\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 16.37\text{KN.m}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 9.17\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 13.76\text{KN.m}$$

d) Les armatures longitudinales :

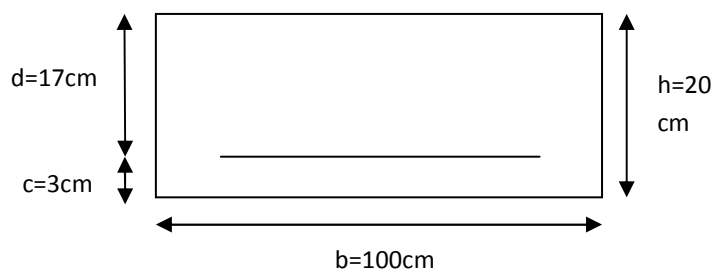
Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.1 \text{ cm}^2$$



Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S_t (cm)
Sens x-x	appuis	10.91	0.026	0.987	S.S.A	1.86	2.1	6 HA 12 = 6.79	16
	travée	16.37	0.039	0.980	S.S.A	2.82	2.1	6 HA 12 = 6.79	16
Sens y-y	appuis	9.17	0.022	0.989	S.S.A	1.56	2.1	6 HA 10 = 4.71	16
	travée	13.76	0.033	0.983	S.S.A	2.36	2.1	6 HA 10 = 4.71	16

Tableau (VII.1) : Ferrailage du mur plaque.

e) Recommandations du RPA :

Le mur plaque 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)
- Les deux nappes sont reliées par des épingles en HA8.

VII.5. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.93 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.881 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.05 \times 29.097 \times (3.57)^2 = 18.54 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.881 \times 24.99 = 16.33 \text{KN.m}$$

1. Correction des moments :

➤ Sens x-x :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 9.27 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 13.905 \text{KN.m}$$

➤ Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0y} = 8.165 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0y} = 12.24 \text{KN.m}$

2. Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{St}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{267, 201,63\}$$

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

- Dans le béton :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{St}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
Sens x-x	appuis	6.79	9.27	0.399	0.903	36.55	88.93	201,63	2.43	15	CV
	travée	6.79	13.905	0.399	0.903	36.55	133.40	201,63	3.64	15	CV
Sens y-y	appuis	4.71	8.165	0.277	0.917	45.24	111.20	201,63	2.45	15	CV
	travée	4.71	12.24	0.277	0.917	45.24	166.70	201,63	3.68	15	CV

Tableau (VII.2) : vérification des contraintes à l'ELS.

❖ Résultats:

L'épaisseur du mur plaque est de 20cm.

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

➤ Sens x-x :

En travée : 6 HA 12/ml avec un espacement de 16 cm.

Aux appuis : 6 HA 12/ml avec un espacement de 16 cm.

➤ Sens y-y :

En travée : 6 HA 10/ml avec un espacement de 16 cm.

Aux appuis : 6 HA 10/ml avec un espacement de 16 cm.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage multiple, c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un outil informatique (ETABS) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, celui ci permet d'approcher le vrais comportement de la structure.

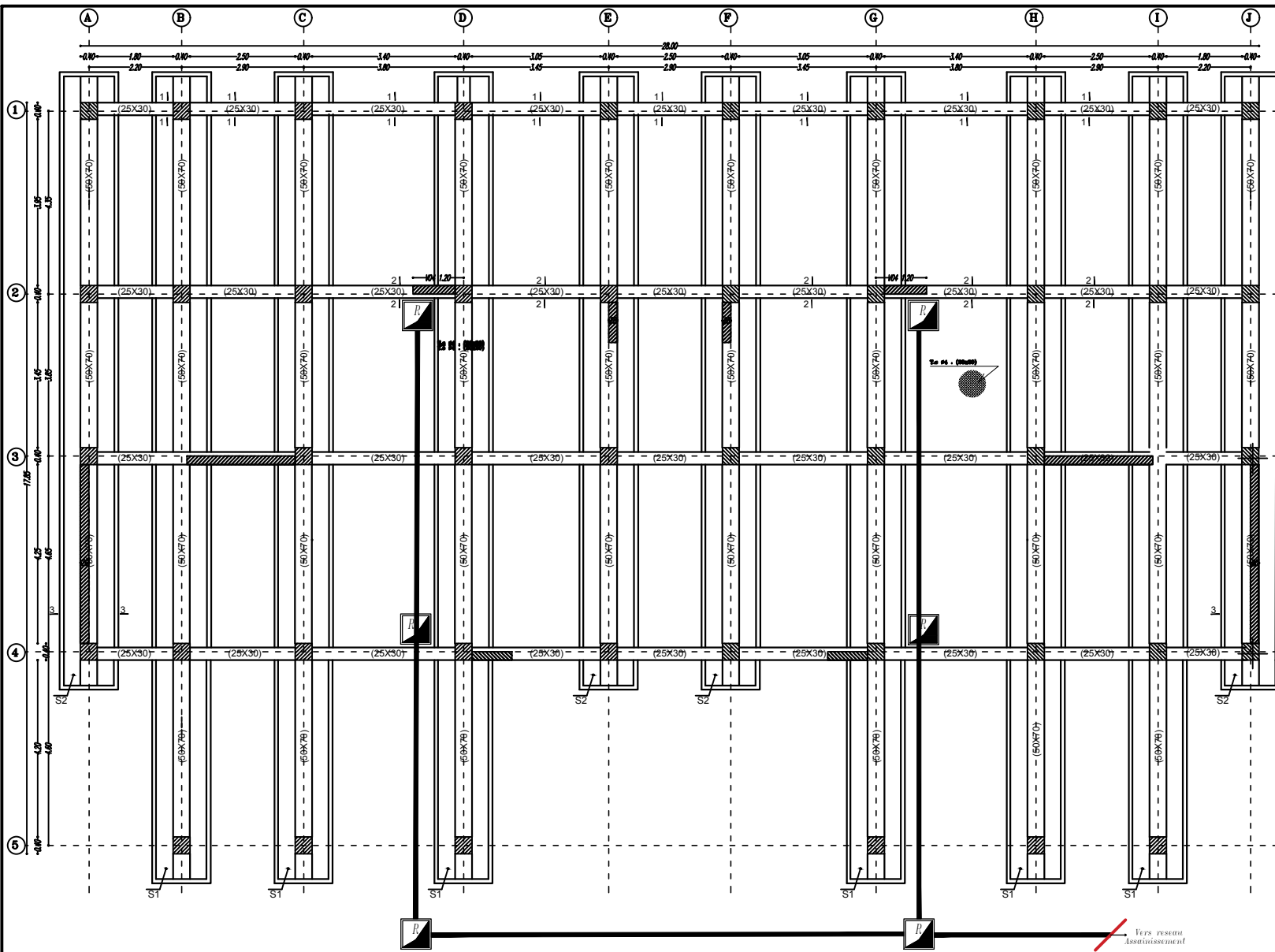
Les difficultés rencontrées au cours de ce projet, nous a conduit à se documenter et étudier les différentes méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, durabilité et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduite du RPA 99 version 2003.

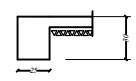
En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

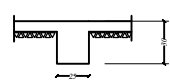
- BAEL 91 règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- (DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations
- Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- calcul des ouvrages en béton arme
M.BELLAZOUGUI
- Formulaire du béton armé
Victor DAVIDOVICHI tome I et II.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialités.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



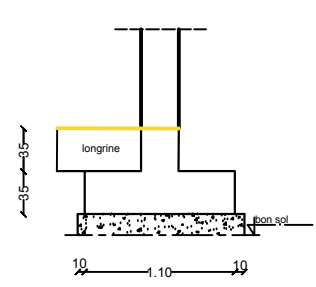
Coupe 1-1



Coupe 2-2

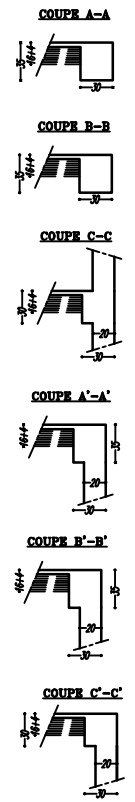
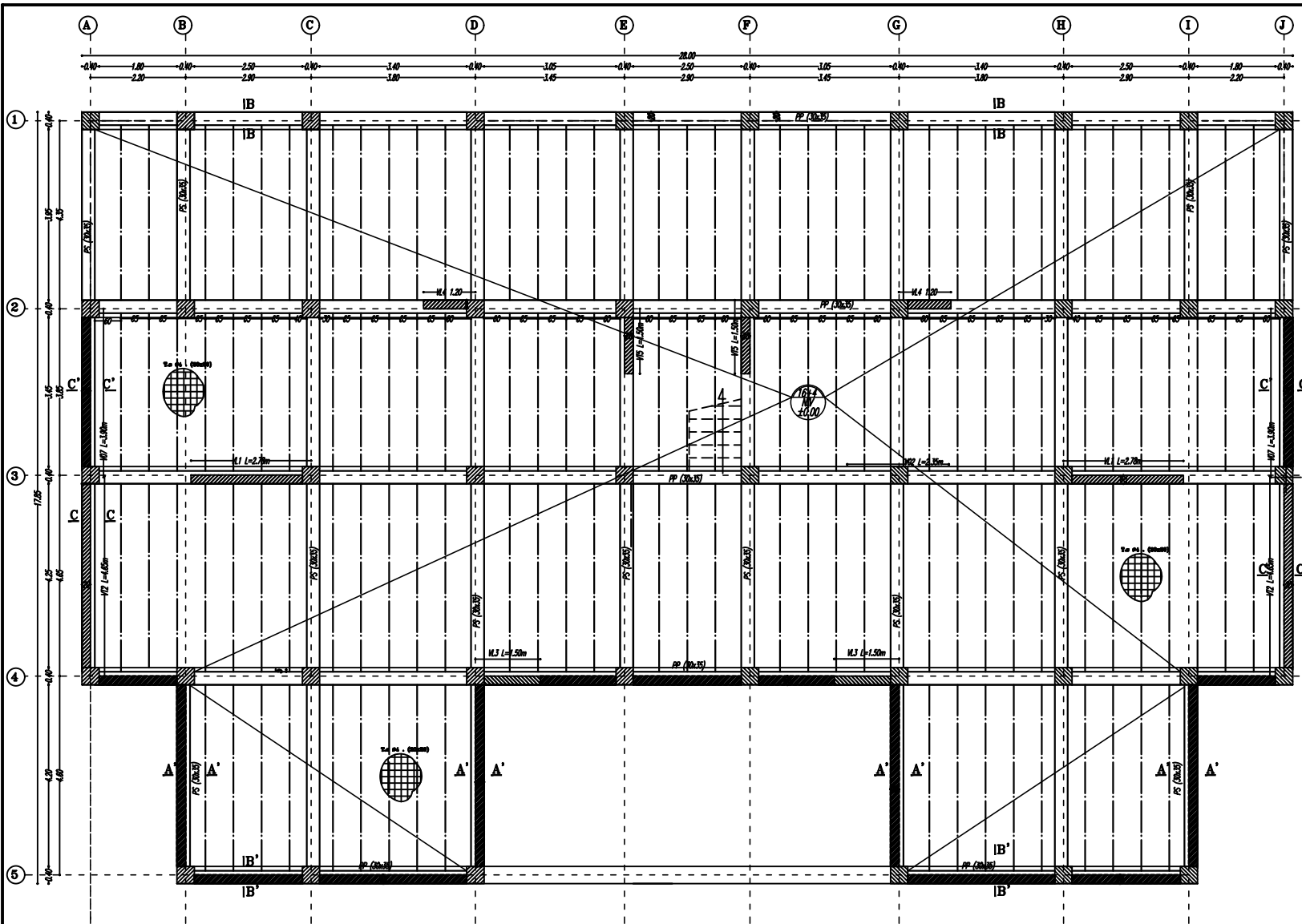


Coupe 3-3



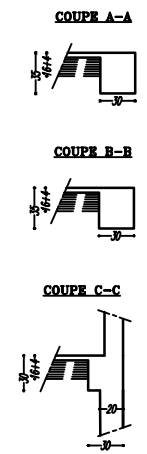
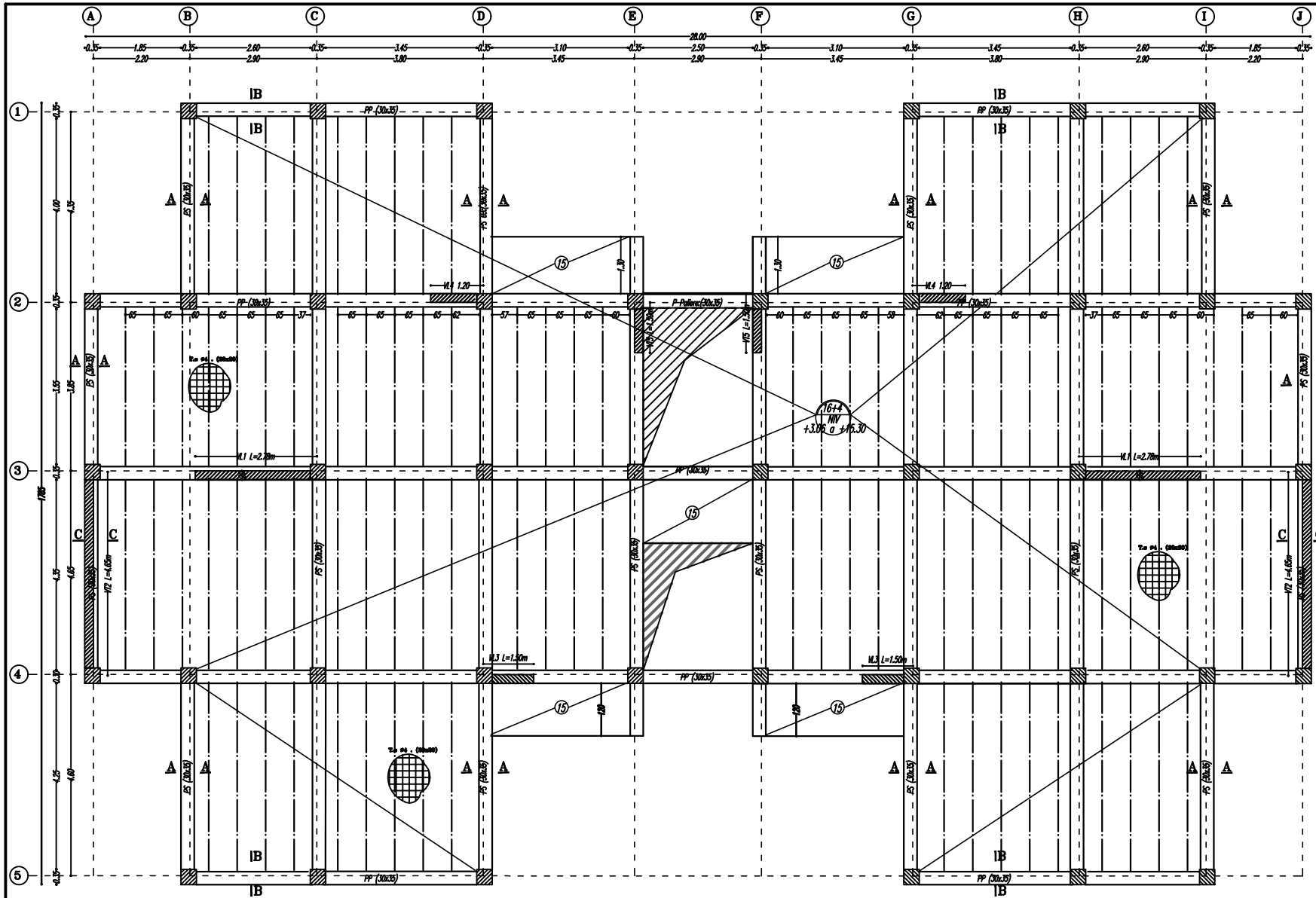
Plan de coffrage des ondations Niv. -0.70

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Mlle. AFETTOUCHE HANANE Mlle. AMEDJKOUH FAIZA	Echelle°: 1/50
ENCADREUR Mme. IDRES	Plan N°: 19
	Promotion: 2020



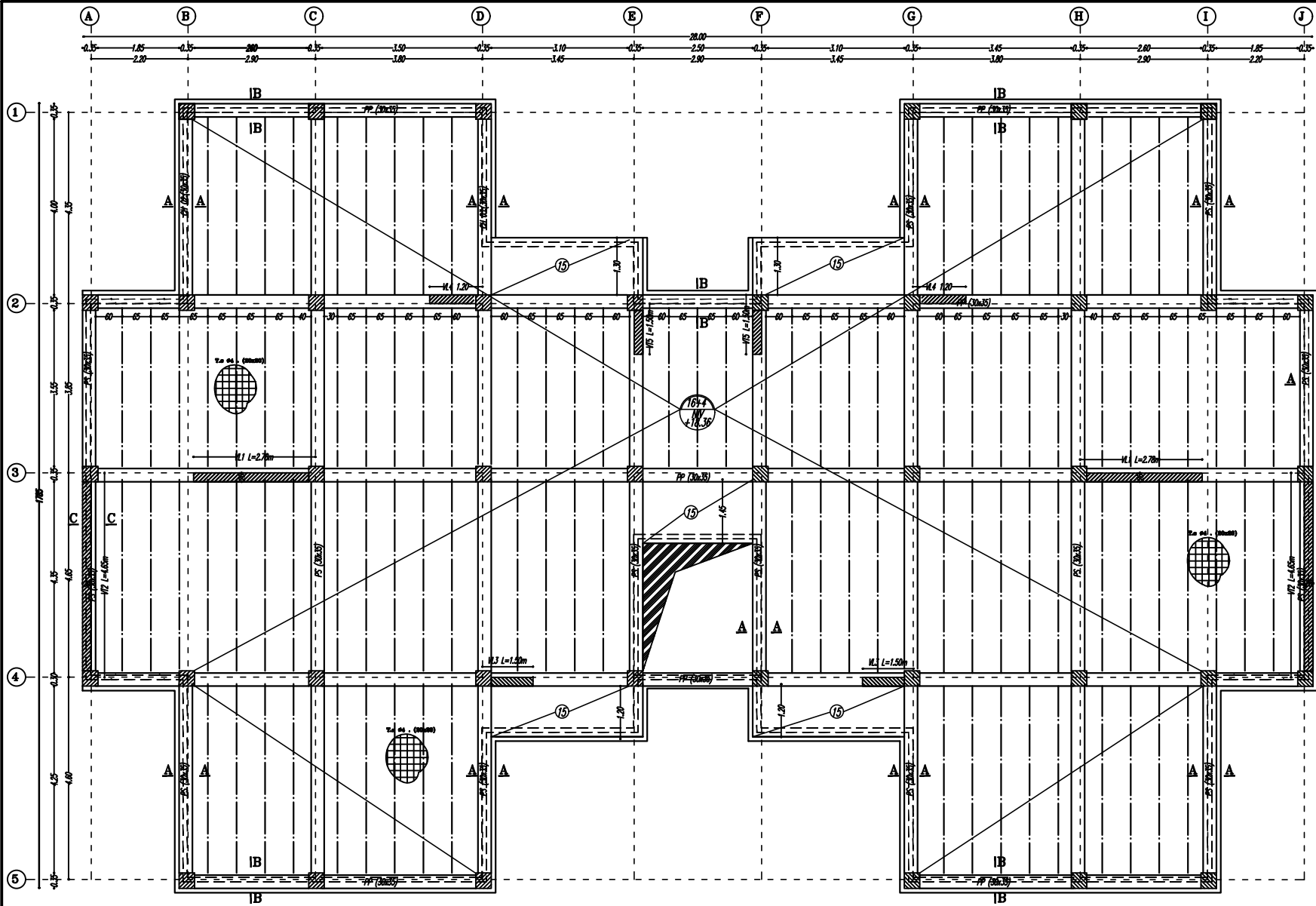
Plan de coffrage Niv.+0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil	
Mlle. AFETTOUCHE HANANE Mlle. AMEDJKOUH FAIZA	<u>Echelle</u> : 1/50
ENCADREUR Mme. IDRES	<u>Plan N°</u> : 20
	<u>Promotion</u> : 2020

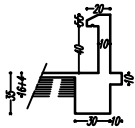


Plan de coffrage etage courant Niv.+3.06,
6.12 , 9.18 , 12.24 ,15.30

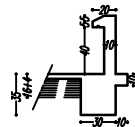
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
Mlle. AFETTOUCHE HANANE Mlle. AMEDJKOUH FAIZA	<i>Echelle°:1/50</i>
ENCADREUR Mme. IDRES	<i>Plan N°:21</i>
	<i>Promotion: 2020</i>



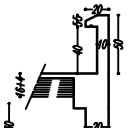
COUPE A-A



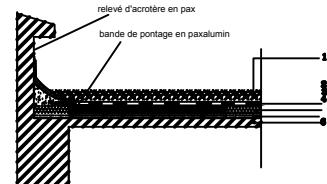
COUPE B-B



COUPE C-C



-DETAIL D'ETANCHEITE



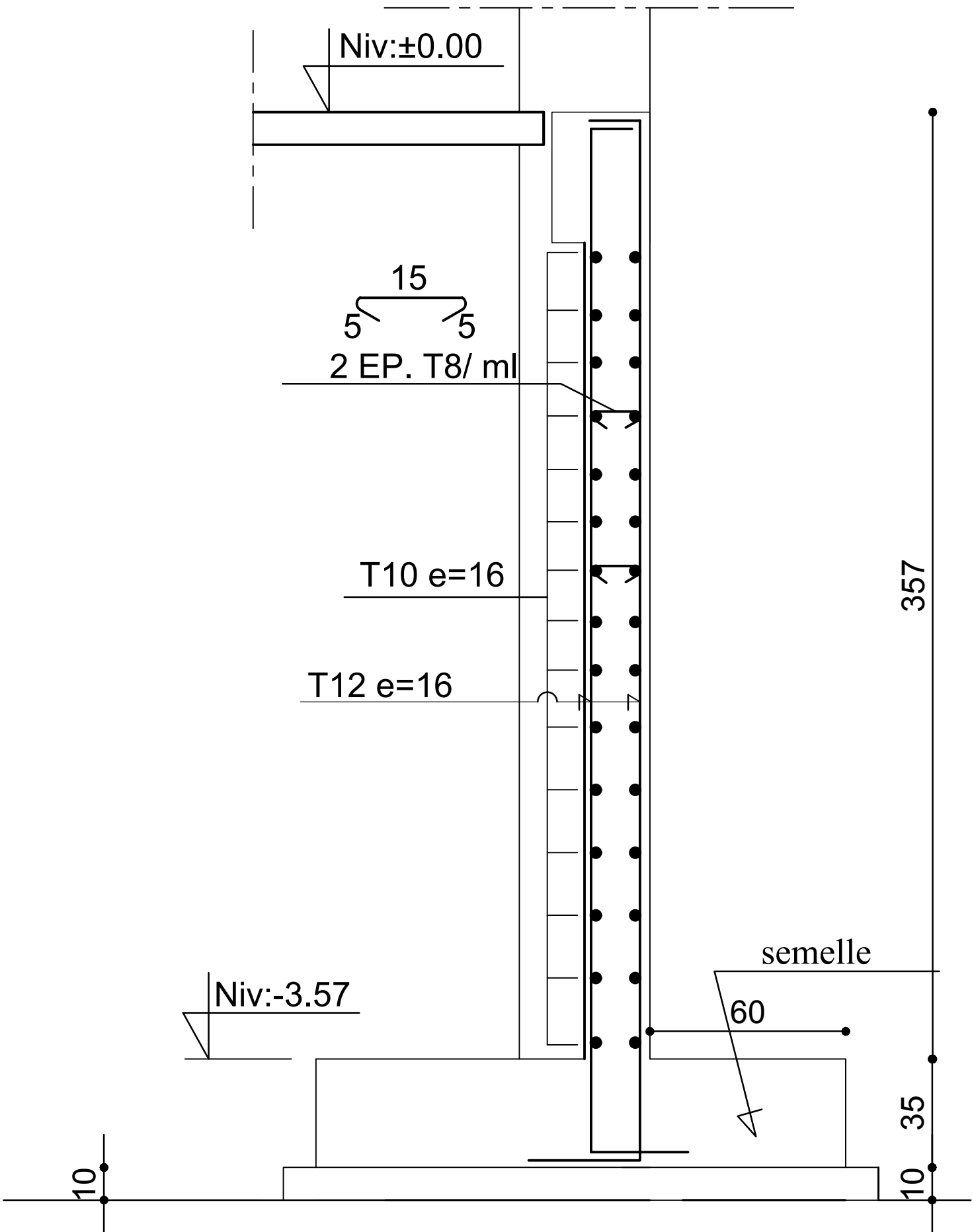
- 1-protection en gravier roulé 8/15,15/25 (5cm)
- 2-Etanchéité multi-couches
-couche EAC-1couche 36S -1couche EAC -
-feutre 36S -1couche EAC -1feutre 36S)
- 3-Isolation thermique (liege 4cm)
- 4-Plaque-vapeur:
(1couche EIF - 1couche EAC -1couche 36S -
1couche EAC)
- 5-Dalle

Plan de coffrage plancher terrasse Niv.+18.30

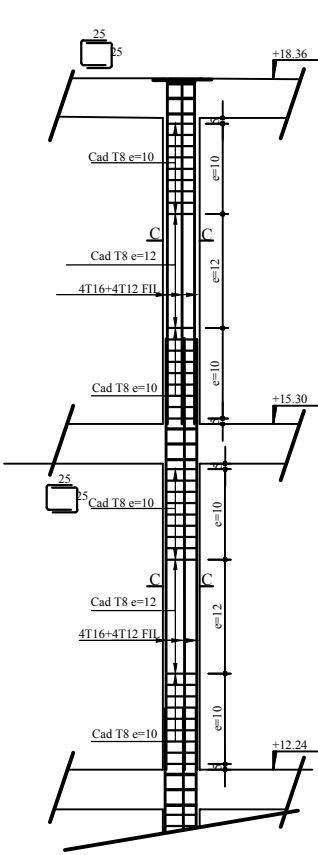
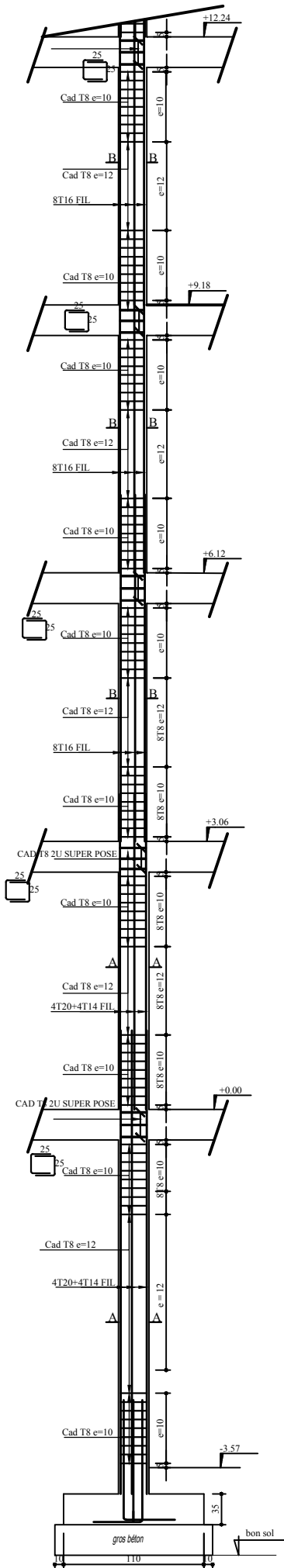
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

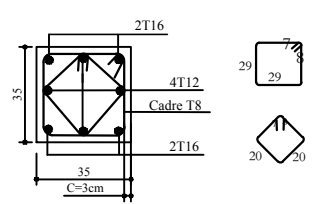
Mlle. AFETTOUCHE HANANE Mlle. AMEDJKOUH FAIZA ENCADREUR Mme. IDRES	Echelle°: 1/50 Plan N°: 22 Promotion: 2020
---	---



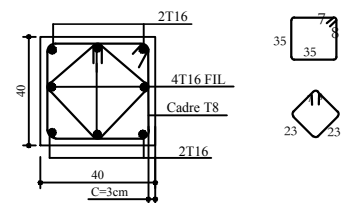
FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE



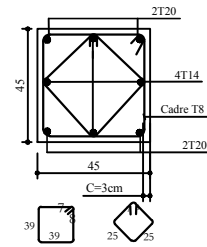
Coupe C-C



Coupe B-B



Coupe A-A



FERRAILLAGE DES POTEAUX

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

ENCADREUR
Mme. IDRES

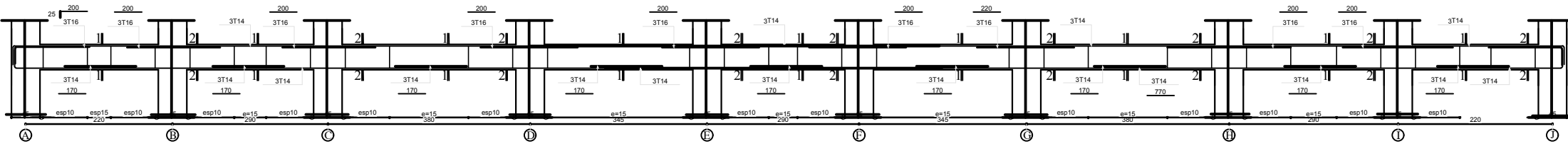
Echelle: 1/25

Plan N°: 12

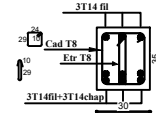
Promotion:
2020

Ferrailage des poutres principales Ech 1/25

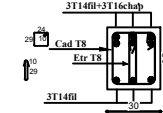
PP (30x35)



COUPE 1-1

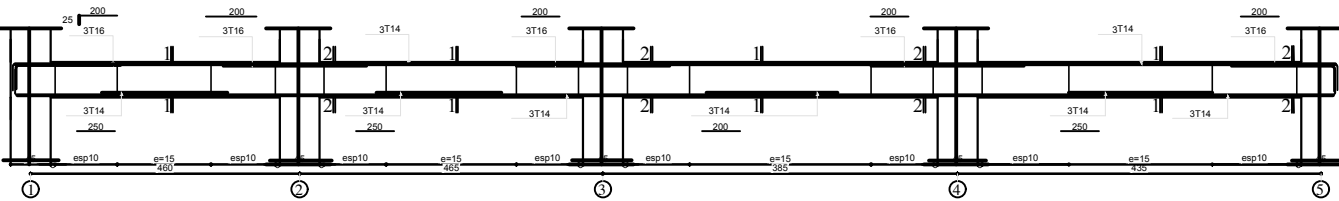


COUPE 2-2

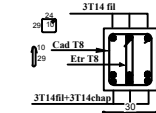


Coffrage et Ferrailage des poutres secondaires NIV de +0.00 Ech 1/25

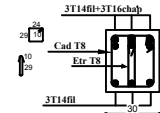
PS (30x35)



COUPE 1-1



COUPE 2-2



FERRAILAGE DES POUTRES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

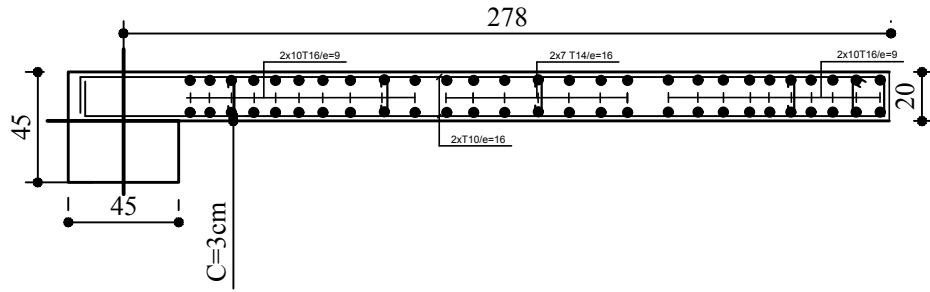
ENCADREUR
Mme. IDRES

Echelle: 1/25

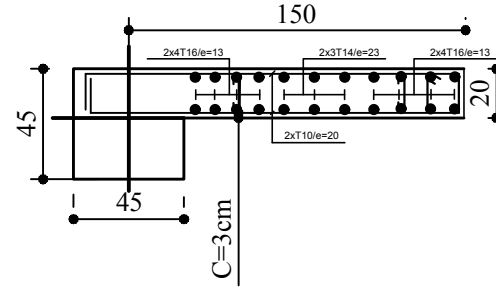
Plan N°: 13

Promotion:
2020

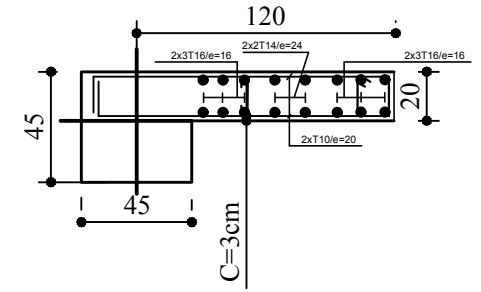
V1 zone (I): ENTR SOL ET RDC



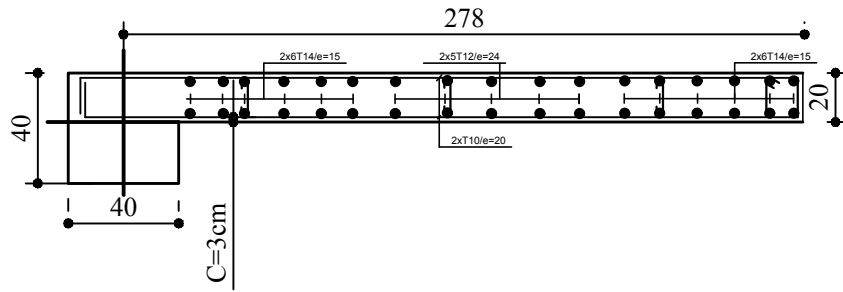
V3 zone (I): ENTR SOL ET RDC



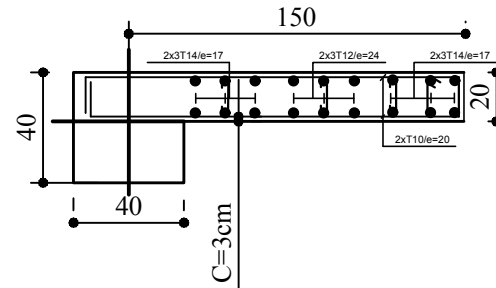
V4 zone (I): ENTR SOL ET RDC



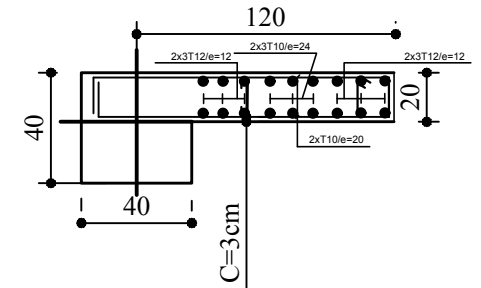
V1 zone (II): Etage1, Etage2 et Etage3



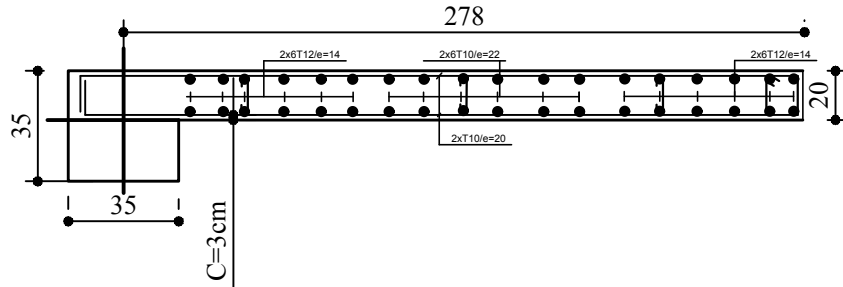
V3 zone (II): Etage1, Etage2 et Etage3



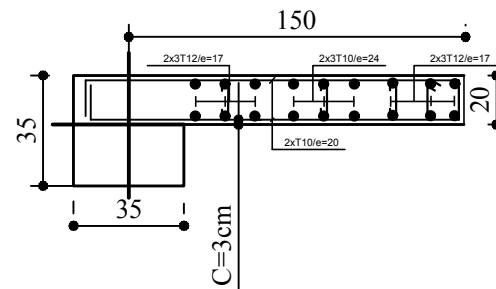
V4 zone (II): Etage1, Etage2 et Etage3



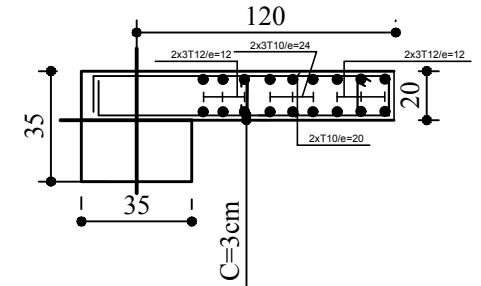
V1 zone (III): Etage4 et Etage5



V3 zone (III): Etage4 et Etage5



V4 zone (III): Etage4 et Etage5



FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

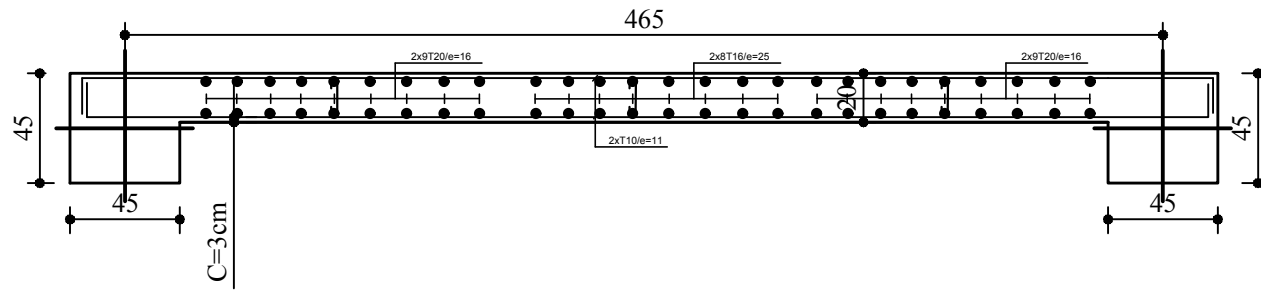
ENCADREUR
Mme. IDRES

Echelle°: 1/25

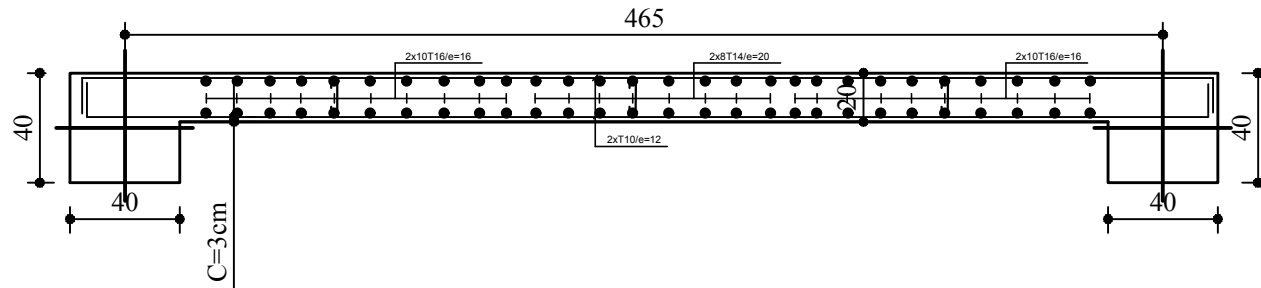
Plan N°: 14

Promotion:
2020

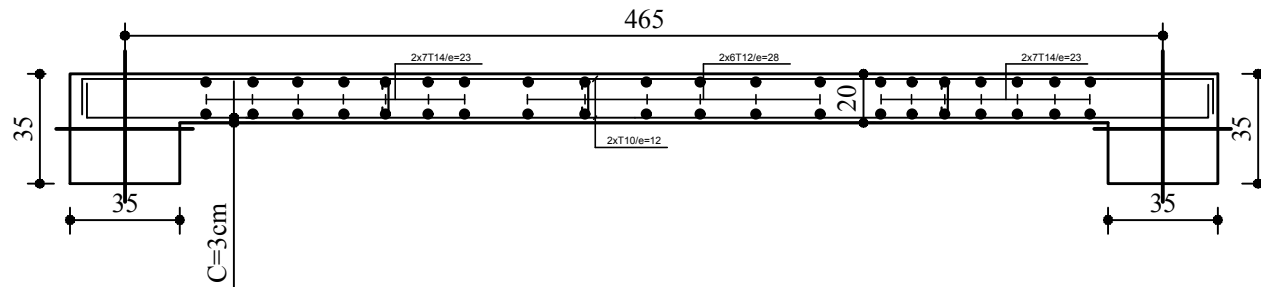
V2 zone (I): ENTR SOL ET RDC



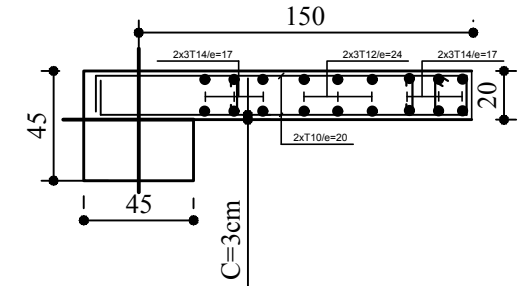
V2 zone (II): Etage1, Etage2 et Etage3



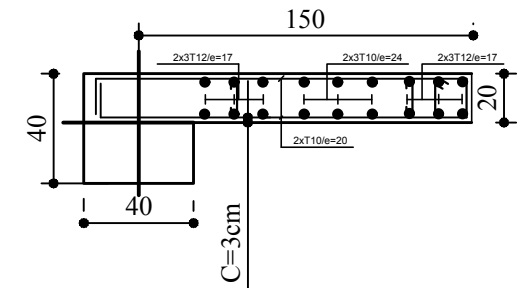
V2 zone (III): Etage4 et Etage5



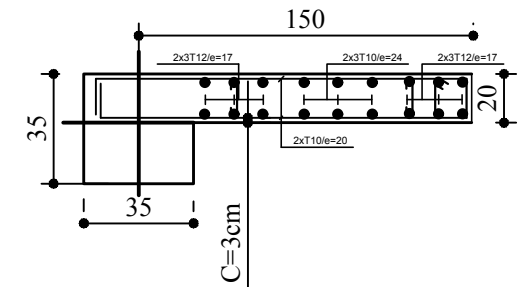
V5 zone (I): ENTR SOL ET RDC



V5 zone (II): Etage1, Etage2 et Etage3



V5 zone (III): Etage4 et Etage5



FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

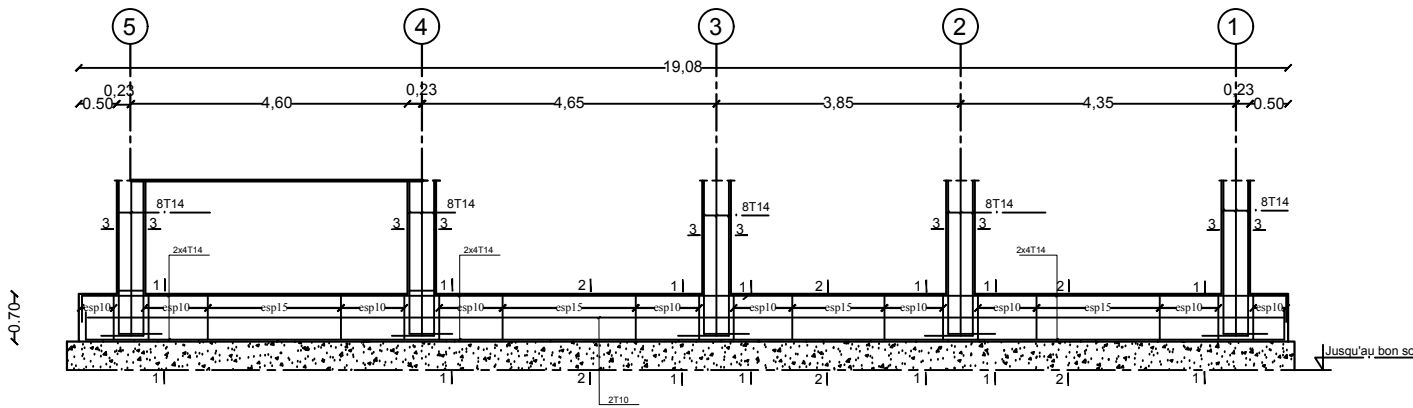
ENCADREUR
Mme. IDRES

Echelle°: 1/25

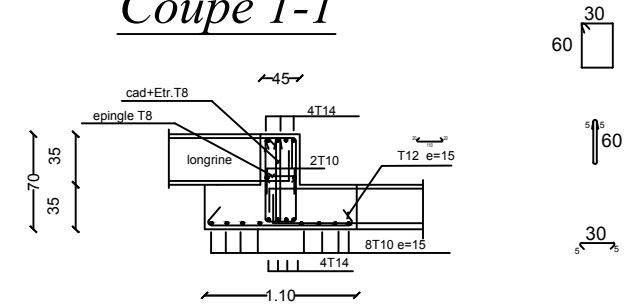
Plan N°: 15

Promotion:
2020

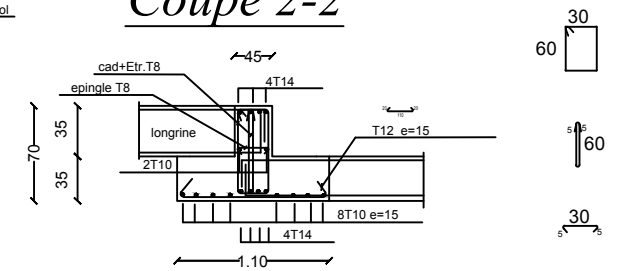
SEMELLE S1



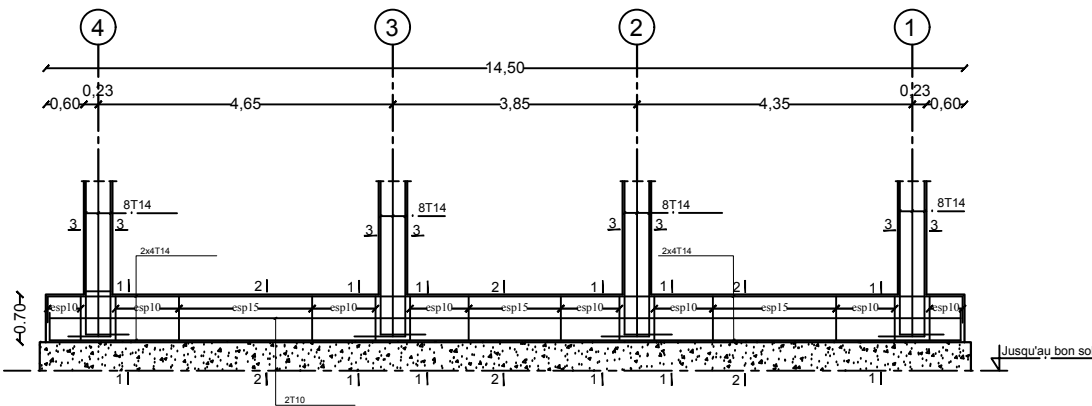
Coupe 1-1



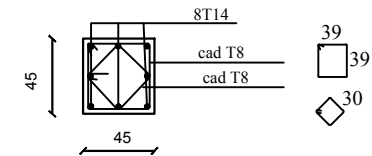
Coupe 2-2



SEMELLE S2



Coupe 3-3



FERRAILLAGE DES SEMELLES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

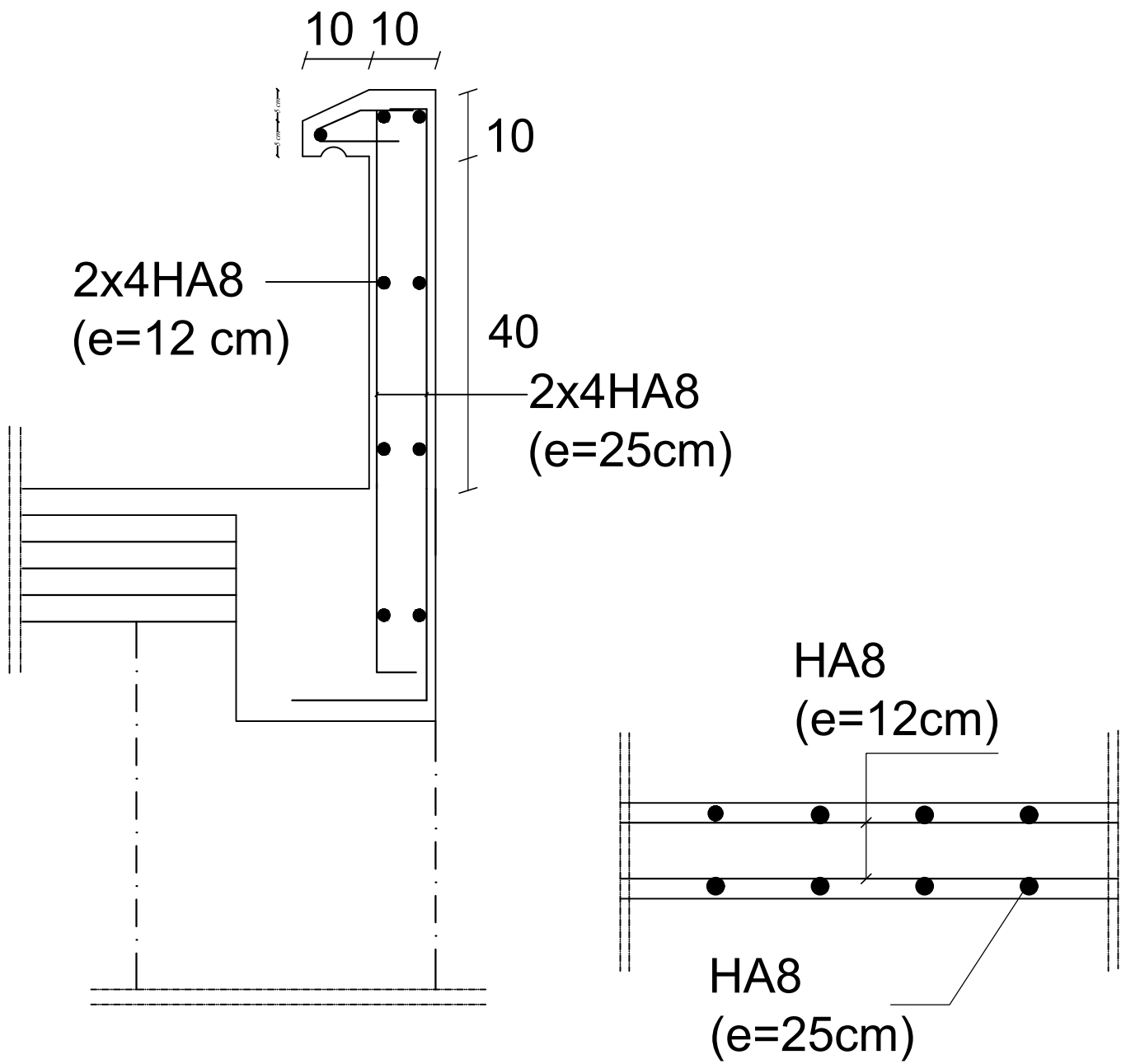
Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

ENCADREUR
Mme. IDRES

Echelle°: 1/25

Plan N°: 16

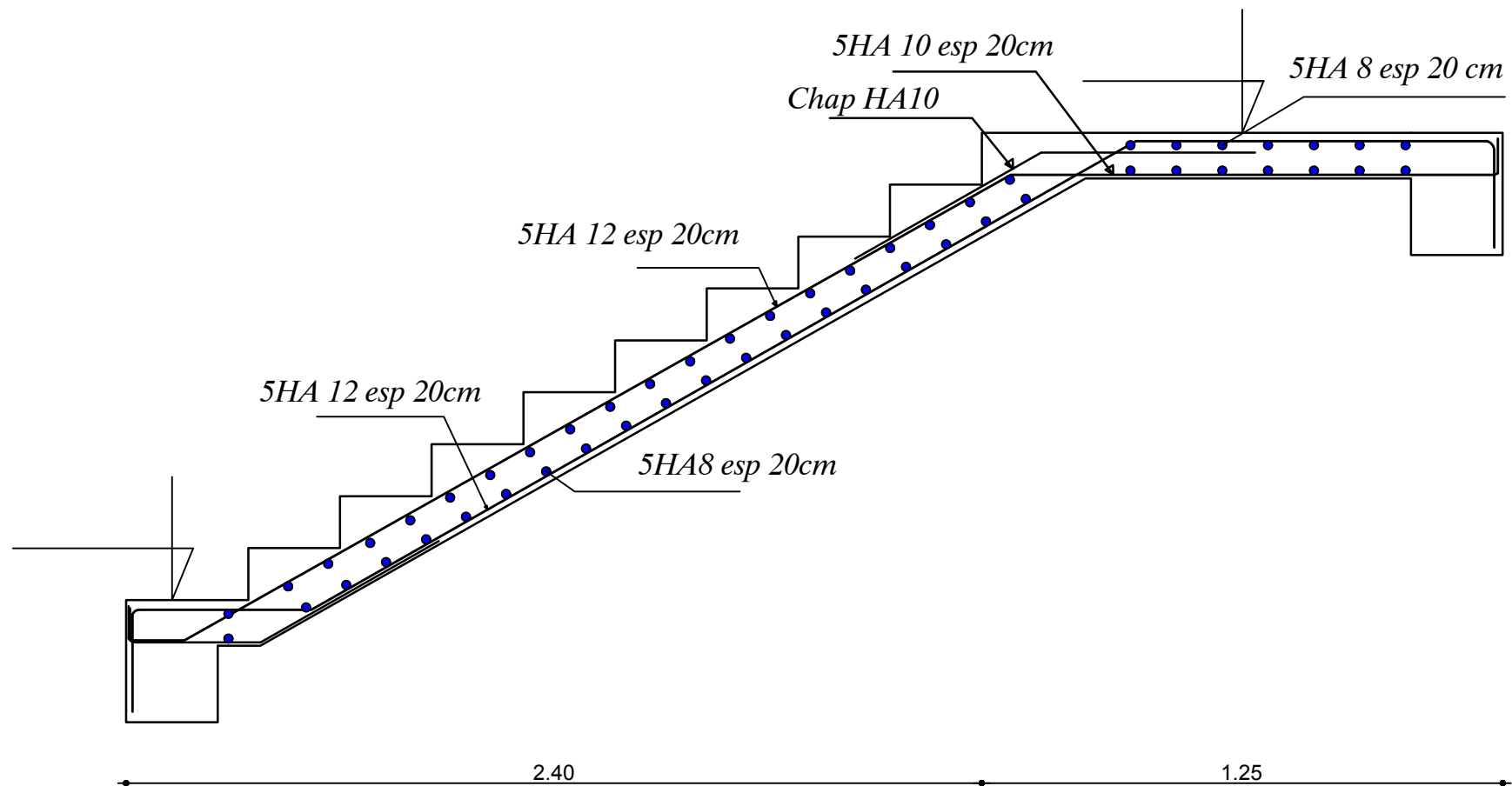
Promotion:
2020



Coupe Transversale

FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

<u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u>	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
Mlle. AFETTOUCHE HANANE Mlle. AMEDJKOUH FAIZA ENCADREUR Mme. IDRES	<i>Echelle°:1/25</i>
	<i>Plan N°:7</i>
	<i>Promotion: 2020</i>



FERRAILLAGE DE L'ESCALIERS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

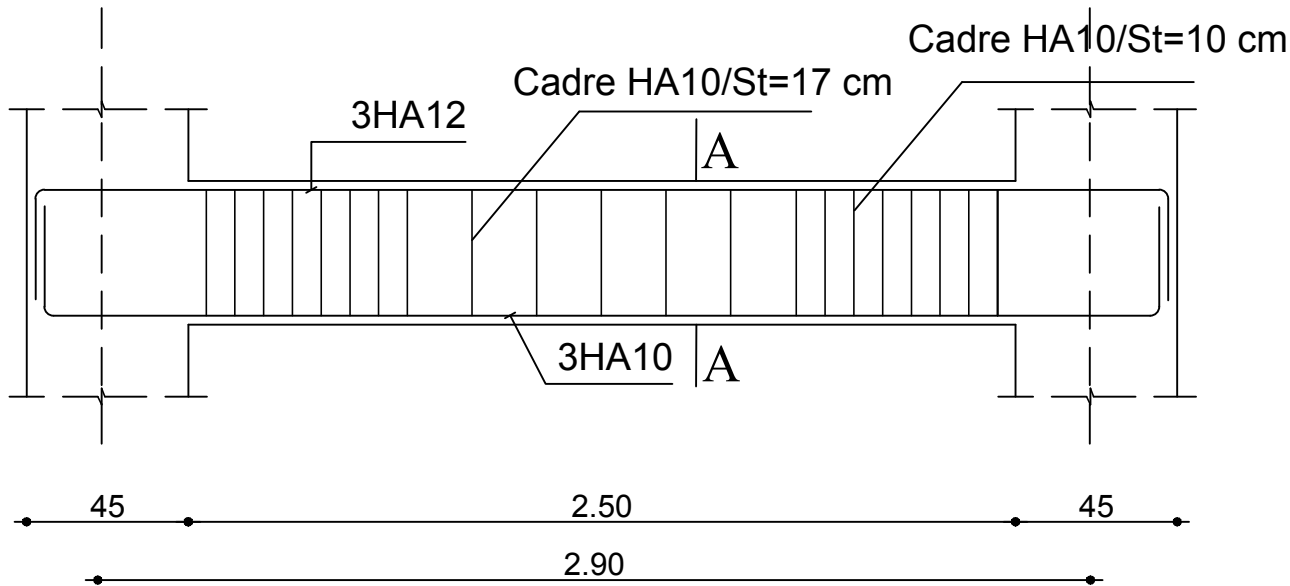
Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

ENCADREUR
Mme. IDRES

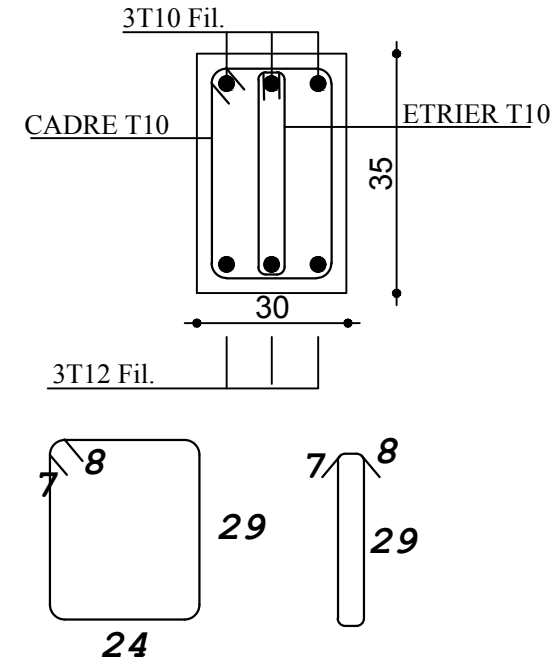
Echelle°:1/25

Plan N°:8

*Promotion:
2020*



COUPE A-A



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

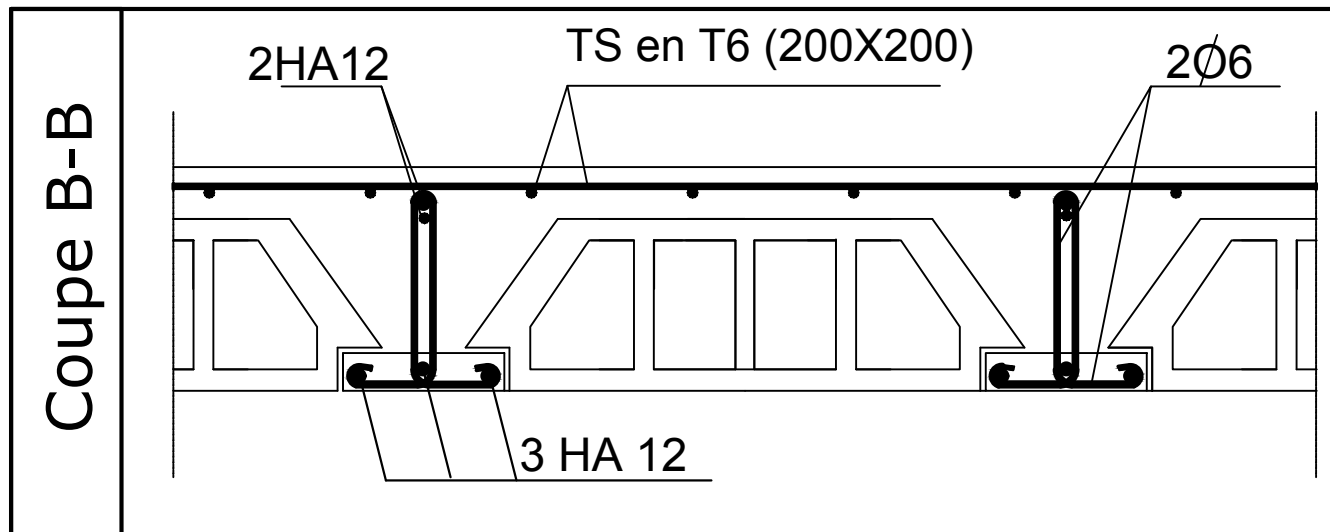
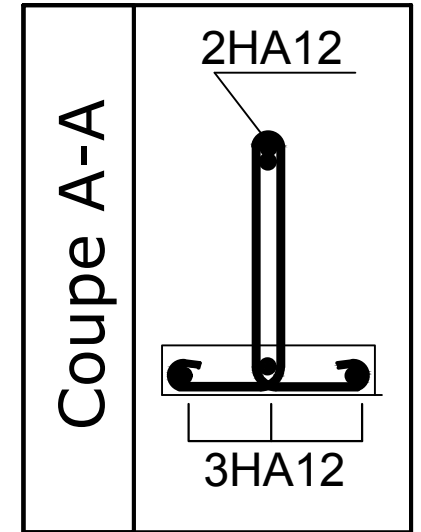
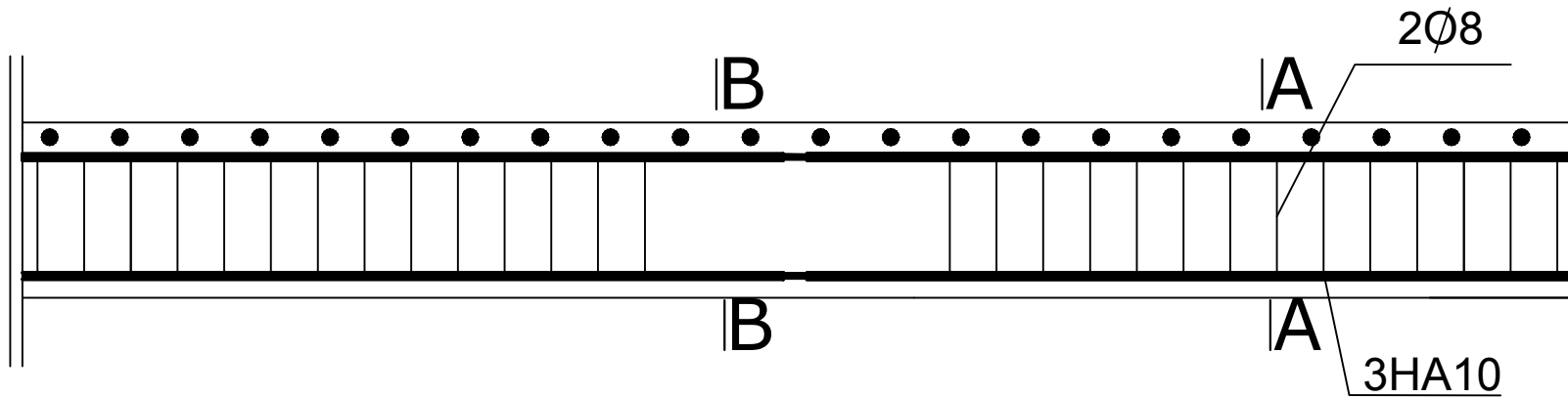
Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

ENCADREUR
Mme. IDRES

Echelle°: 1/25

Plan N°: 9

Promotion:
2020



FERRAILLAGE DU PLANCHER

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

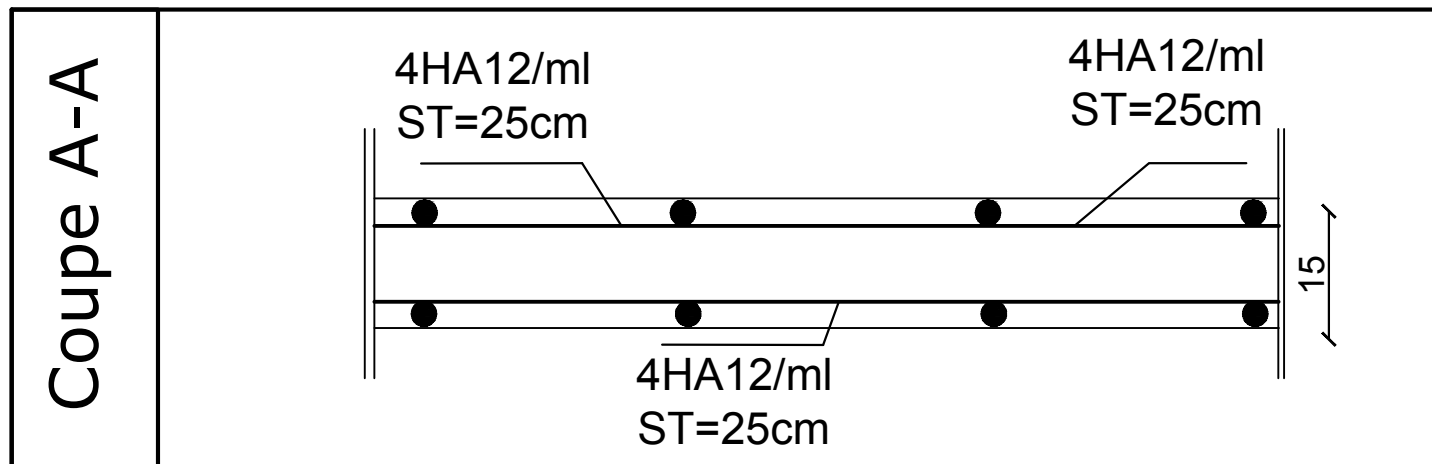
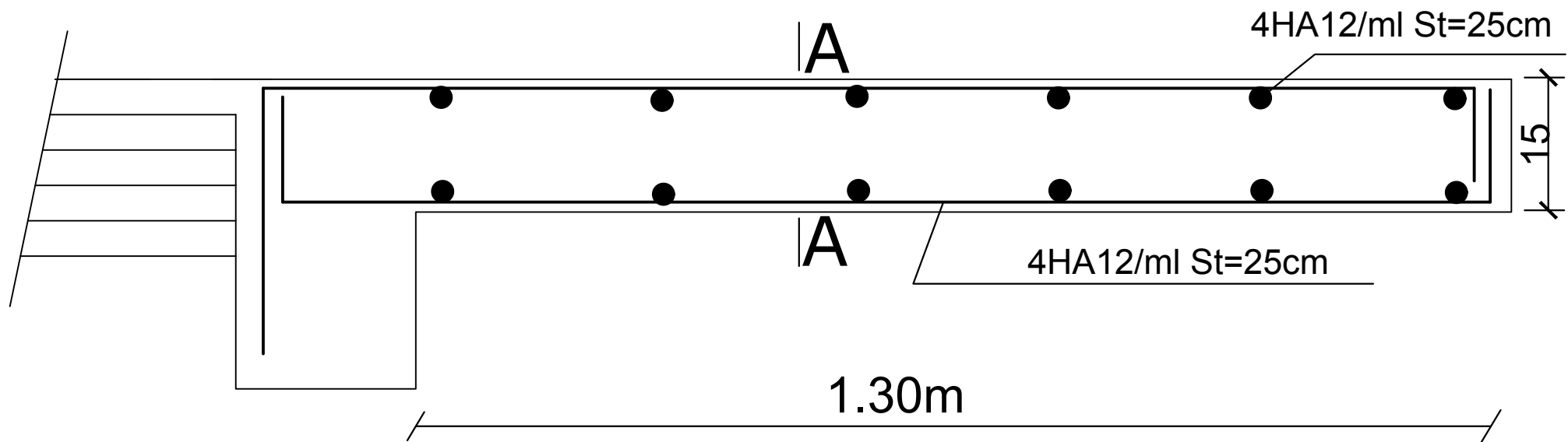
Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

ENCADREUR
Mme. IDRES

Echelle°: 1/25

Plan N°: 10

*Promotion:
2020*



FERRAILLAGE DU BALCON

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

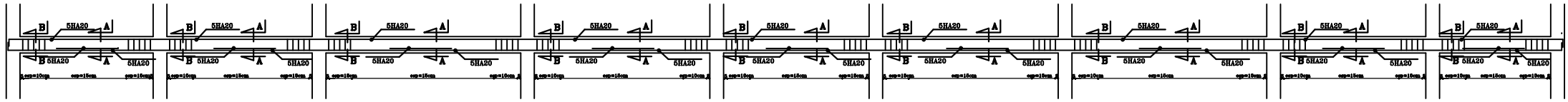
Mlle. AFETTOUCHE HANANE
Mlle. AMEDJKOUH FAIZA

ENCADREUR
Mme. IDRES

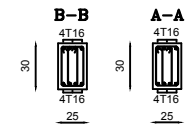
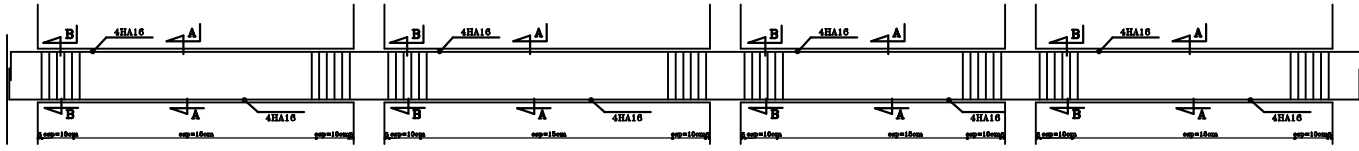
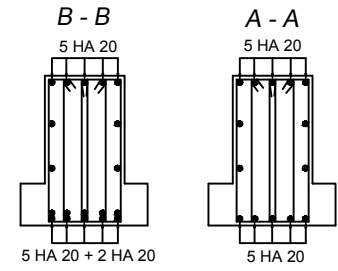
Echelle°:1/25

Plan N°:11

*Promotion:
2020*



FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE



FERRAILLAGE DES LONGRINES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Mlle. AFETTOUCHE HANANE Mlle. AMEDJKOUH FAIZA ENCADREUR Mme. IDRES	<i>Echelle°:1/25</i>
	<i>Plan N°:17</i>
	<i>Promotion: 2020</i>