

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



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.*

THEME

Etude d'un bâtiment (R+10) à usage multiple, à contreventement mixte avec l'application du logiciel ETABS V9.7.0.



Dirigé par :
M^r : ADJRAD. A.

Etudié par :
IKACHE Lynda.
KHERBANE Siham.

PROMOTION : 2020 / 2021

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage, et la volonté

Pour élaborer ce travail.

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr ADJERAD AREZKI pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, qui a toujours été disponible afin de répondre à toutes nos questions et nous éclairer dans notre travail et y apporter les corrections nécessaires.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de Génie-civil Qui ont contribué à notre formation ainsi que les personnes de la bibliothèque de Génie-civil pour leurs disponibilités

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

Enfin, nous remercions également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicace

Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté à mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre promoteur ADJRAD Arezki


Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents. Qui ont su être à mes cotés dans les moments difficile sans lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honorés ;

A mes chers frères qui me soutient depuis tout le temps ;

A ma sœur que j'aime beaucoup;

A Mon amie et binôme KHERBANE Siham;

A tous mes amis et collègues et Je vous dis merci et pour tous qui mon aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.

IKACHE Lynda 

Dédicace

Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté, a été exécuté à mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre promoteur ADJRAD Arezki

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents. Qui ont su être à mes cotés dans les moments difficile sans lesquels je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honorés ;

A mes chers(es) frères et sœurs qui me soutient depuis tout le temps ;

A Mon amie et binôme IKACHE LYNDA;

A tous mes amis(es) et collègues et Je vous dis merci et pour tous qui mon aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.

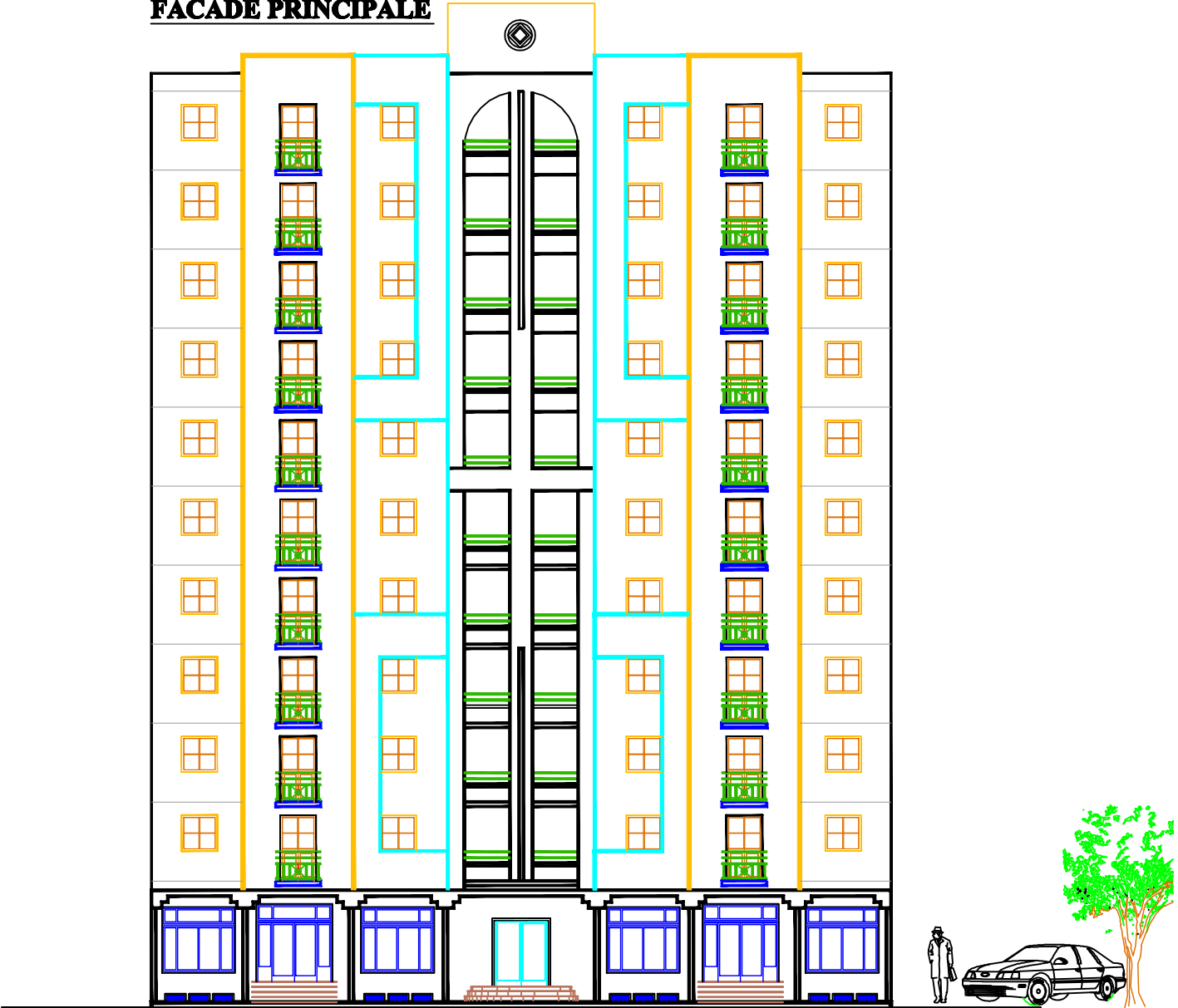
Kherbane Siham



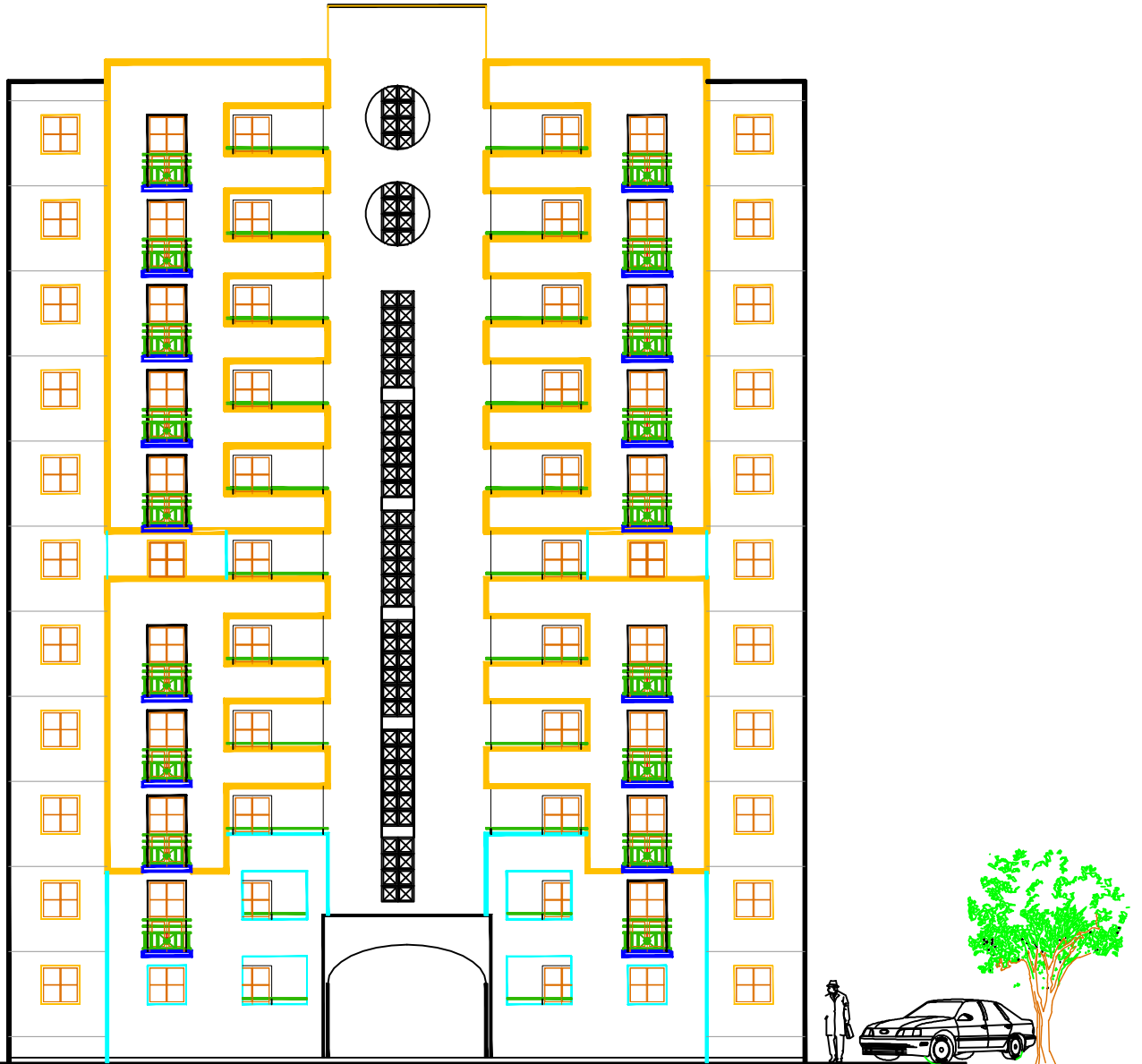
SOMMAIRE

Introduction	
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Predimensionnement des éléments.	09
Chapitre III : Calcul des éléments.....	22
• III-1-Plancher	22
• III-2- Acrotère	42
• III-3-Balcons	50
• III-4-Dalle Salle machine	55
• III-5-Escalier	66
• III-6- Poutre palière.....	111
Chapitre IV :Modélisation de la structure.....	118
Chapitre V : Vérification des exigences de RPA.....	133
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	140
❖ VI : Ferrailage des poutres.....	141
❖ VI-2: Ferrailage des poteaux.....	151
❖ VI-3: Ferrailage des voiles.....	159
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	175
Conclusion	
Bibliographie	

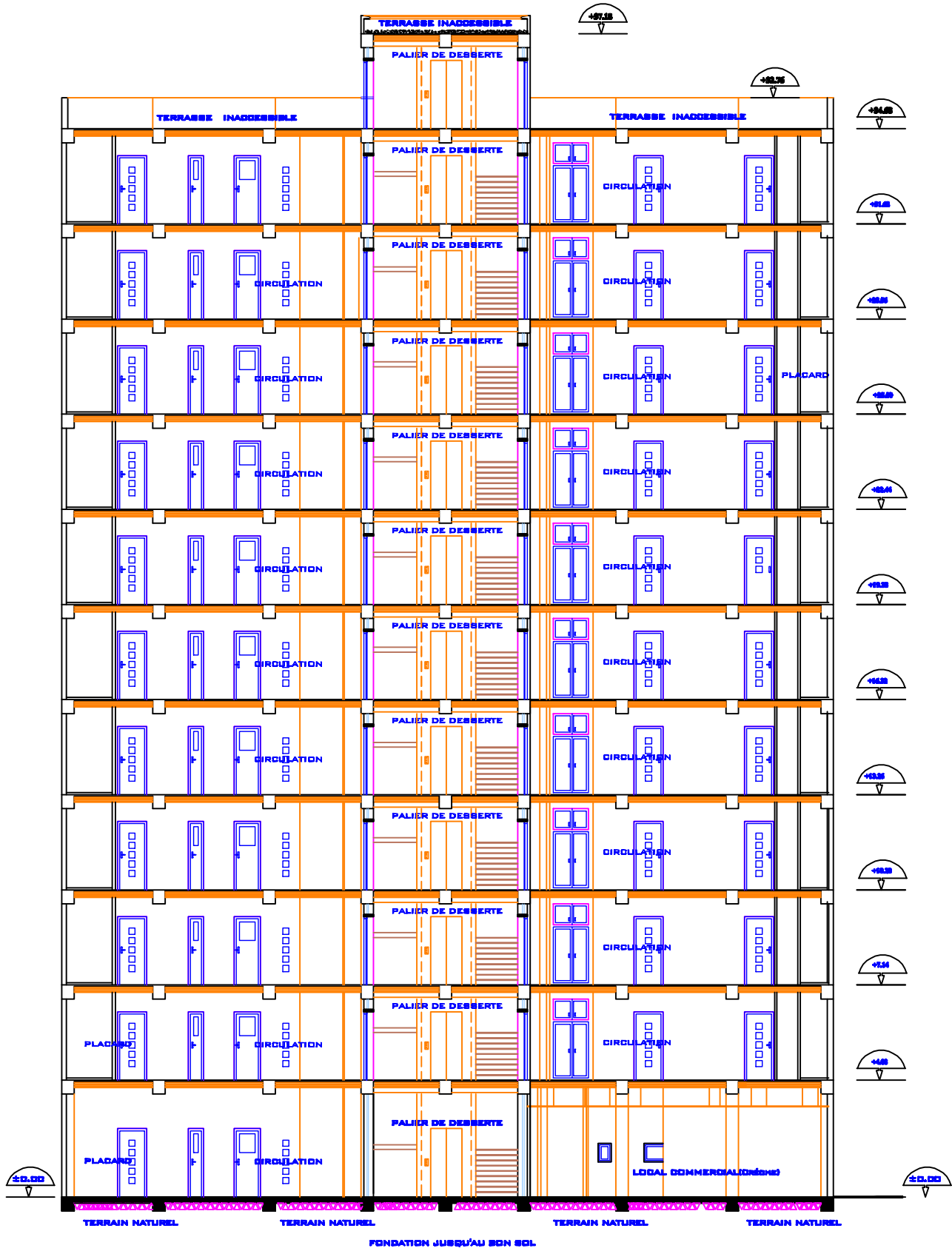
FACADE PRINCIPALE

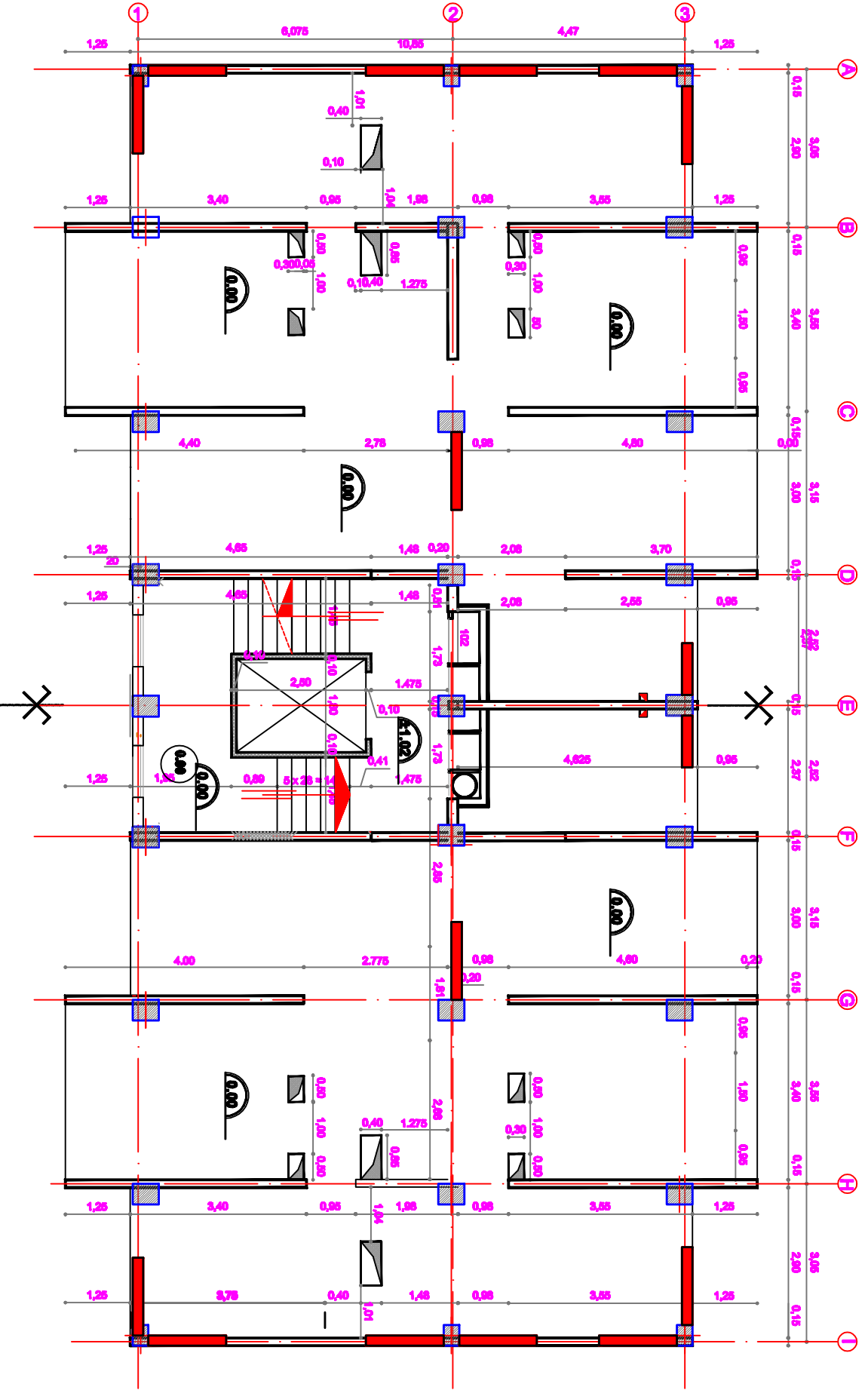


FACADE SECONDAIRE



Coupe B - B éch : 1/50





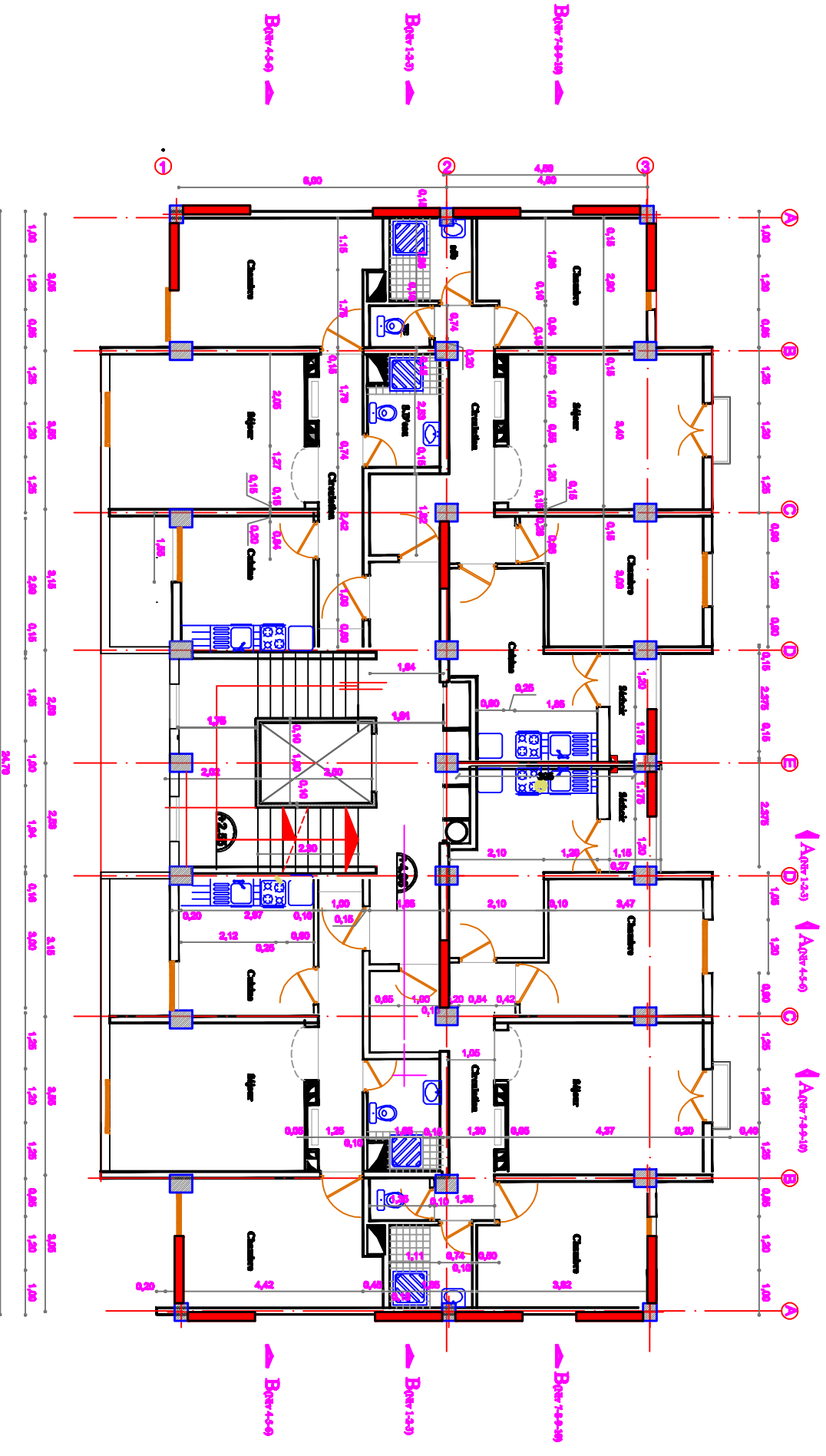
Batiment : R + 10

Cas R.D.C : - Commerces -

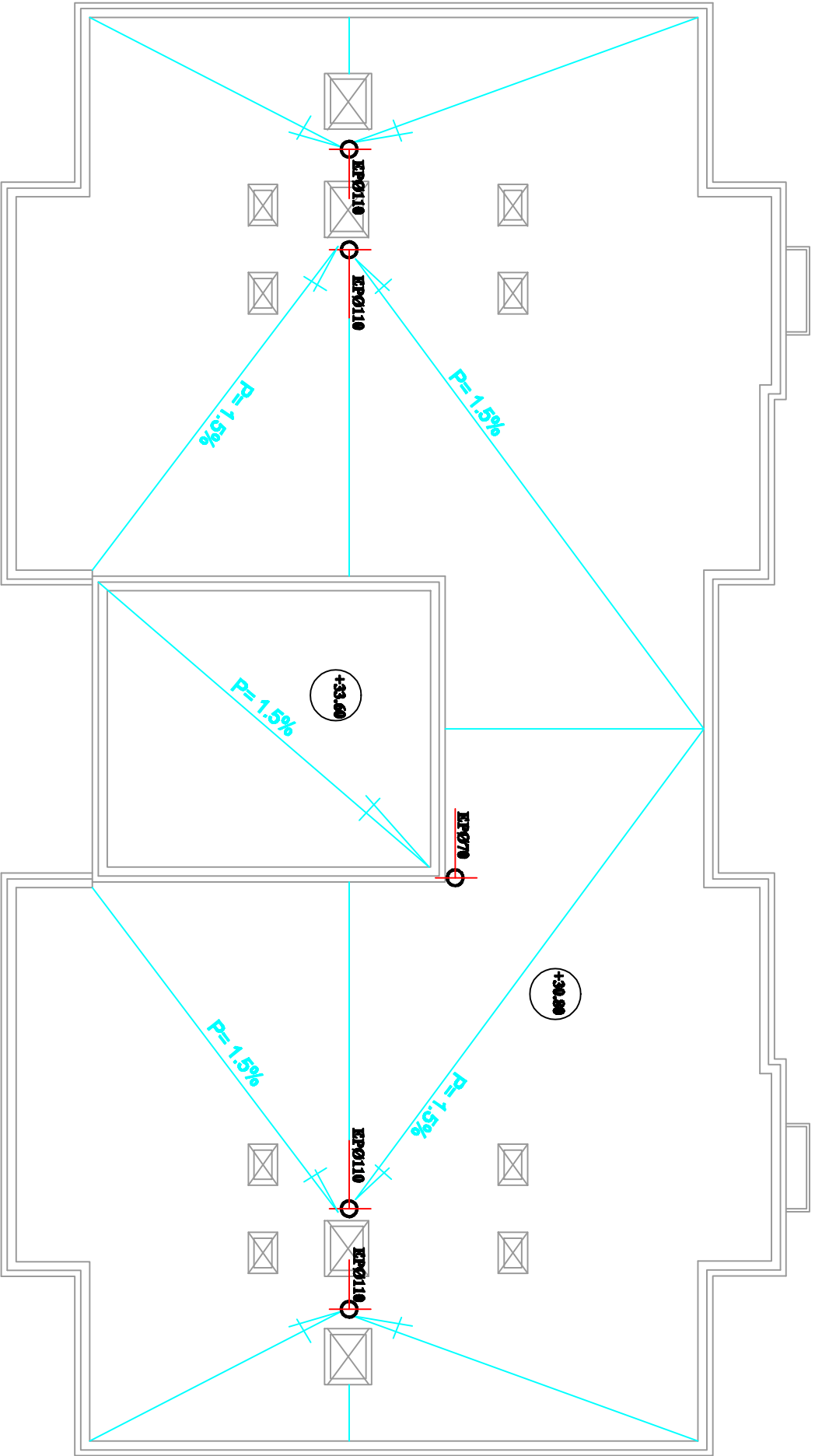
Plan Etage Courant

dch : I / 50

Batiment : R + 10



Plan de Terrasse éch : 1/50



Introduction générale

Introduction

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche, et il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Dans notre pays les catastrophes naturelles, le séisme en particulier, et l'expérience nous ont incités au développement des règles de construction appropriées à notre pays, et à être plus rigoureux par rapport à leur application et leur respect. Dans ce cadre les autorités concernées ont établies le RPA99 (Règlement Parasismique Algérie) modifié en 2003 au quel on se réfère et on suit ses préconisations dans toute étude de construction en Algérie.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation et commercial contreventé par des voiles porteurs.

C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX



Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifiée 99.

I-1- Description de l'ouvrage :

<i>L'ouvrage en question est un bâtiment R+10, qui a les caractéristiques suivantes :</i>		
Classification de RPA99 (V2003)	Usage : <i>Multiple</i>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ RDC à usage commercial. ➤ 10 étages à usage d'habitation.
	Zone d'implantation	Lieu d'implantation est la wilaya de <u>Tizi-Ouzou</u> , cette région est classée comme une zone de <i>moyenne sismicité Zone II_a</i>
	Groupe d'usage	Ouvrage d'importance moyenne « <i>groupe d'usage 2</i> »
Caractéristique géométrique	Dimension en élévation	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Hauteur du bâtiment est de : 37,18m (sans l'acrotère). ➤ Hauteur du Rez-de-chaussée est de : 4,08 m. ➤ Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m.
	Dimension en plan	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Longueur totale : L= 24,70m (sens longitudinal). ➤ Largeur totale : l = 13,35 m (sens transversal).

Tableau I-1 : Description de l'ouvrage.

I-2- Les éléments de l'ouvrage :

a) Ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux (Poutres et Poteaux) et d'un ensemble de voiles porteurs. Les charges verticales seront reprises par les portiques et les voiles (les charges seront réparties), et sollicitations dues aux charges horizontales elles seront reprises par des voiles en béton armé.

b) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique :** ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- **L'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

-Dans notre cas, les planchers des étages courants sont en corps creux et une dalle de compression coulée sur place à l'exception de la salle machine réalisée en dalle pleine.

c) L'escalier :

Le bâtiment est composé d'une cage d'escalier qui relie les différents étages. Ils sont constitués de paliers et de paillasse coulés sur place en béton armé. Les escaliers du RDC et les étages courants sont composés de deux volées.

d) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

e) Le coffrage :

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

f) La maçonnerie :

On distingue deux types :

- **Les murs extérieurs :** seront réalisés en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique. $(10+5+10)=25\text{cm}$.
- **Murs intérieurs :** sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

g) Les revêtements :

- Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs ;
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau ;

h) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation à adopter est dépend des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols et l'importance de l'ouvrage.

I-3- Caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels le béton et l'acier qui doivent rependre aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I-3-1- Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland (CPJ 425), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

A titre indicatif (1m³) de béton et composé de :

Agrégats :

- Sable propre D <5mm..... 366 [Kg/m³] ;
- Gravier 08/15 concassé..... 547 [Kg/m³] ;
- Gravier 15/25 concassé..... 605 [Kg/m³] ;

Dosage de ciment CPA425..... 350 [Kg/m³] ;

Eau de gâchage..... 200 [l/m³].

La réalité pratique conduit vers le rapport eau/ciment = 0,5, pour limiter le retrait du béton.

- Si eau / ciment > 0,5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.
- Si eau / ciment < 0,5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de l'étanchéité.

N.B : Pour maintenir E/C = 0,5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

A) Résistance caractéristique du béton :

A-1) Résistance à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

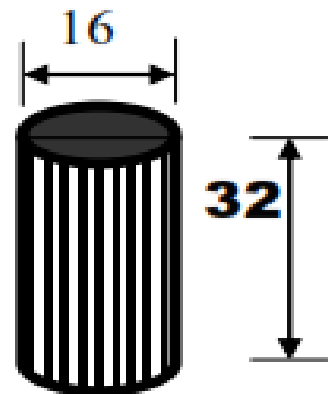
On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} , Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de f_{c28} , par :

(BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1.11)

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

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

Dans notre calcul on la prend égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)



-Figure I-1 : éprouvette normalisée

A-2) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/Art2.1.12})$$

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

B) Contraintes limites du béton :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le B.A.E.L99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limite :

B-1) Etat Limite Ultime (ELU) :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), et à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage, et les contraintes limites dans le béton correspondant à cet état s'écrit :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 /Art.A4.3.41})$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité partiel $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \dots\dots\dots \text{si } t > 24\text{h} ; \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots \text{si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} ; \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots \text{si } t < 1\text{h} ; \end{array} \right.$$

« Diagramme contrainte-déformation » : (BAEL91/ArtA.4.3. 41)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

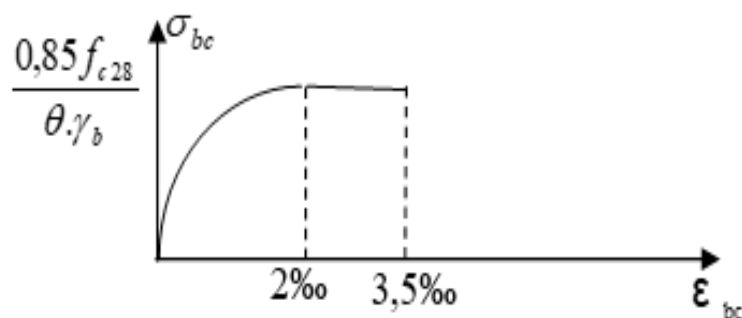


Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

δ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

Pour $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke définie par : $\delta_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

E_b : Module de Young

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ à compression pure (état élastique), Avec : (ε_{bc} raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ à compression avec flexion (état plastique).

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

B-2) Etat Limite de Service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

(BAEL 91 modifié 99/ArtA.4.5.2)

$\overline{\delta}_{bc} = 0,6Xf_{c28}$ Avec $\overline{\delta}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

$\overline{\delta}_{bc} = 15MPa$ pour $f_{c28} = 25MPa$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire.
Comme le montre la figure suivante :

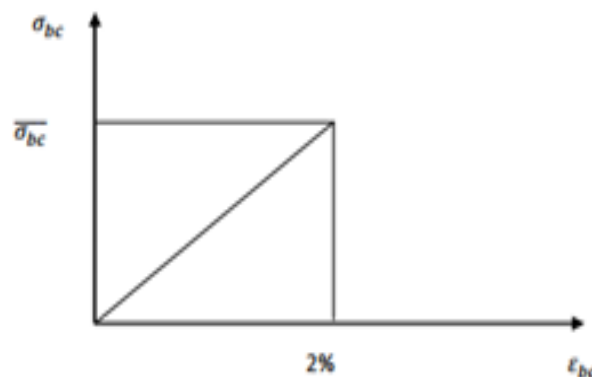


FIGURE I-3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

C) Contrainte de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/Art. A.5.1.1})$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b_0 : La largeur de l'ame.

d : Valeur de la hauteur utile

-Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

-Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

D) Module de déformation :

- **Module de déformation longitudinale :**

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

-Instantanée : C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } f_{cj} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.21}).$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000(25)^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa}$$

-Différée : Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } f_{cj} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.22})$$

$$E_{vj} = 3700(25)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation transversale**

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots \dots \dots (\text{BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.3})$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{(\Delta d / d) \text{ déformation relative transversale}}{(\Delta l / l) \text{ déformation relative longitudinale}}$$

$\nu = 0$ pour les calculs des sollicitations (ELU)

$\nu = 0,2$ pour les calculs des déformations (ELS)

données par (BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.3)

I-3-2- Les aciers :

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais nul en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction.

Les aciers sont caractérisés par leurs nuances et leurs modules d'élasticité, dans notre cas les aciers utilisés sont :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE 400	HA	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés TL.520 ($\Phi < 6$)	TS	520	1.3	1

Tableau I-2 : **Caractéristiques mécaniques des aciers.**

Module d'élasticité longitudinale

Dans notre cas il est égale à : $E_s=2.10^5$ MPa (BAEL91 modifié99/A 2.2 .1)

A) Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime (ELU) :** Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL91 modifié99/Art A.2.1.2})$$

Avec γ_s coefficient de sécurité est : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,0 \dots\dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s =1,15 \dots\dots \text{Situation courante} \end{array} \right.$

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

- **Contrainte limite de service (ELS) :**

Les vérifications a effectué vis-à-vis de l'ouverture des fissures sont $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Fissuration préjudiciable : (BAEL91modifié99 / Art. A.4.5.33)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Fissuration très préjudiciable : (BAEL 91 modifié99/Art 4.5.34)

On observe les règles suivantes qui s'ajoutent à celles données en (A.4.5,32) :

-la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur 0,8x(MPa), l'expression donnée en (A.4.5.33).

η Coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses (r.l)

$\eta=1,6$ pour les aciers hauts adhérence (H.A)

$\eta=1,3$ pour les aciers hauts adhérence $\phi < 6\text{mm}$

Diagrammes des contraintes déformation de l'acier : (BAEL91modifié99/ArtA.2.2.2)

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

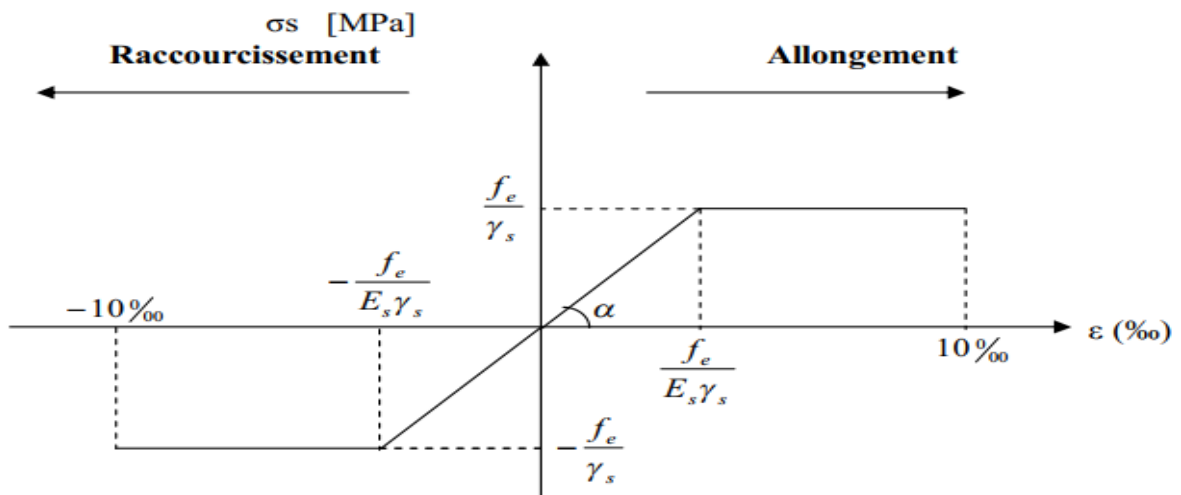


figure I-4 : Diagramme contraintes – déformations

B) Protection des armatures : (BAEL91modifié99/Art A. 7.2.4)

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

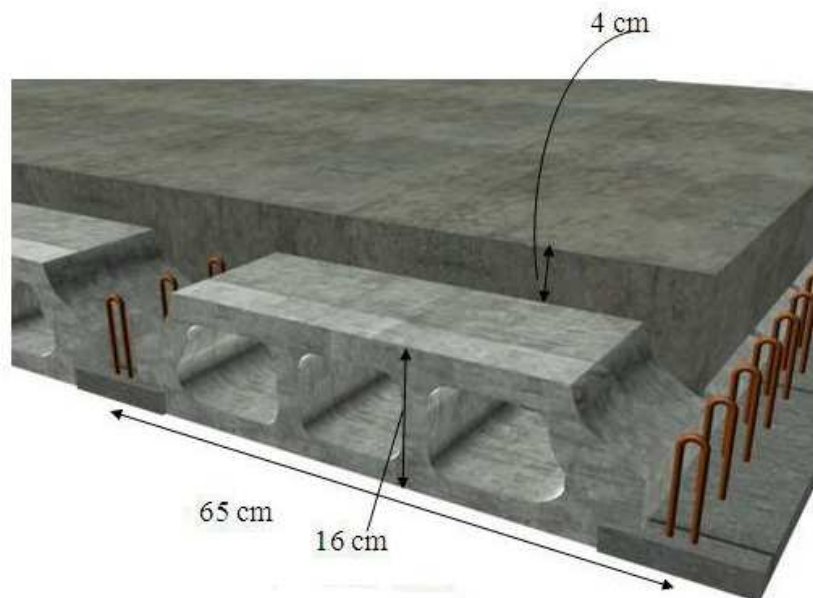
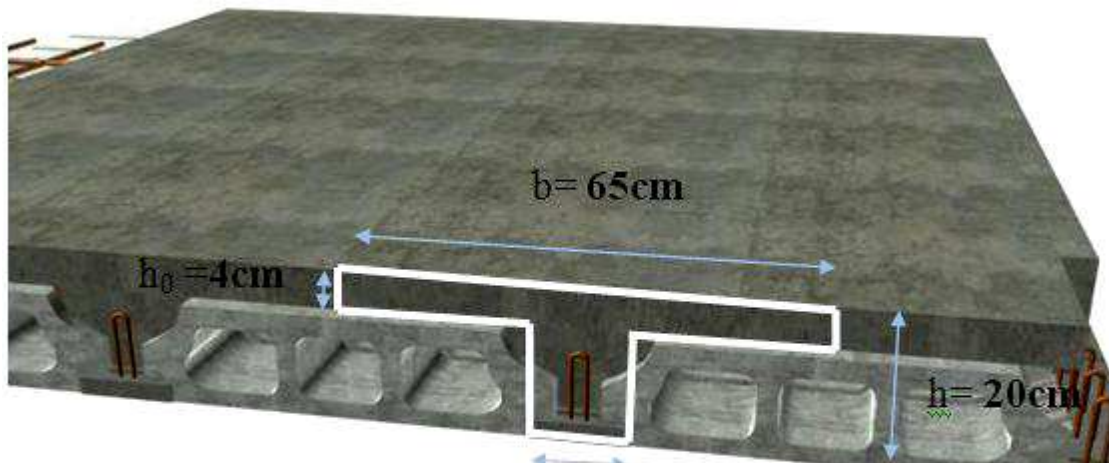
- $C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

Conclusion

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

CHAPITRE II:

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS



Pré-dimensionnement des éléments

Le pré-dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **CBA93**, **BAEL99** et le **RPA 99/ Version 2003** dont le but est d’arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

II.1. Pré-dimensionnement les planchers :

Les planchers permettent de séparer les différents étages d’une construction. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d’exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L’isolation thermique et phonique pour assurer le confort et la sécurité des occupants.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers Ce sont :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

a) Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelée **poutrelle** qui assure la fonction de portances, disposées suivant l’axe de la petite portée.
- Remplissage en corps creux utilisés comme coffrage perdu et isolant phonique et thermique.
- Une dalle de compression en béton de 4 à 5 cm d’épaisseur.

L’épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d’exploitation de l’ouvrage, ne soient pas trop élevée sa fin de ne pas occasionner de désordres aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423})$$

Avec : L :Portée libre maximale des poutrelles.

h_t : Hauteur total du plancher.

On a : $L_{\max} = 355 - 25 = 330 \text{ cm}$.

$$h_t = \frac{330}{22,5} = 14.66 \text{ cm}$$

Pour faciliter l’exécution, et pour des raisons commerciales on adopte la hauteur :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L’épaisseur minimal de la dalle de compression.

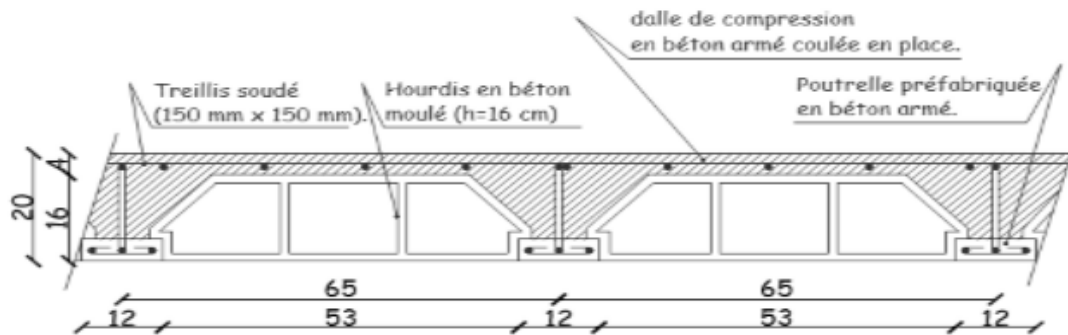


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

b) Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes, dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur.

Pour notre bâtiment, on aura à réaliser une dalle pleine au niveau de la salle machine de l'ascenseur qui prend appui sur quatre (04) côtés, et celle de panneau de dalle dont est placée la cage d'ascenseur.

L'épaisseur d'une dalle pleine est en fonction de plusieurs paramètres tels que :

- Ses dimensions (la résistance à la flexion).
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dans le rôle est :

- L'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).
- On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empirique préconisé par le **BAEL91modifié99** et vérification selon **RPA 99 version 2003** ;
- Vérification de la flèche pour la section choisie ;
- Condition de rigidité

Les formules BAEL 91 modifié 99

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : longueur libre maximale entre nus des appuis.

b : largeur de la poutre.

h_t : la hauteur de la poutre

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20$ cm
- $h_t \geq 30$ cm
- $h_t/b \leq 4$

a) Les Poutres principales (PP) :

Ce sont les poutres qui supportent les poutrelles, du fait qu'elles sont disposées perpendiculairement aux sens de ces dernières

On a $L_{pp} = 600 - 25 = 575$ cm

La hauteur $\frac{575}{15} \leq h_p \leq \frac{575}{10}$ $38.5 \leq h_p \leq 57.5$ \longrightarrow On prend $h_{pp} = 45$ cm

La largeur $0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$ $20 \leq b_p \leq 35$ \longrightarrow On prend $b_{pp} = 35$ cm

Vérification des exigences du RPA 99 :

$h_{pp} = 45$ cm ≥ 30 cm.....CV

$b_{pp} = 35$ cm ≥ 20 cm.....CV

$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{35} = 1.286 \leq 4$CV

b) Les poutres secondaires (PS) :

$L_{max} = 355 - 25 = 330$ cm

La hauteur $\frac{330}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{330}{10}$ $22 \leq h_{ps} \leq 33$ \longrightarrow On prend $h_{ps} = 30$ cm

La largeur $0.4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0.7h_{ps}$ $14 \leq b_{ps} \leq 25.5$ \longrightarrow On prend $b_{ps} = 25$ cm

Vérification des exigences du RPA 99 :

$h_{ps} = 30$ cm ≥ 30 cm.....CV

$b_{ps} = 25$ cm ≥ 20 cm.....CV

$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$CV

Finalement, on prend :

- ❖ Poutres principales : (35*45).
- ❖ Poutres secondaires : (25*30).

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre les charges verticales, d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontale.

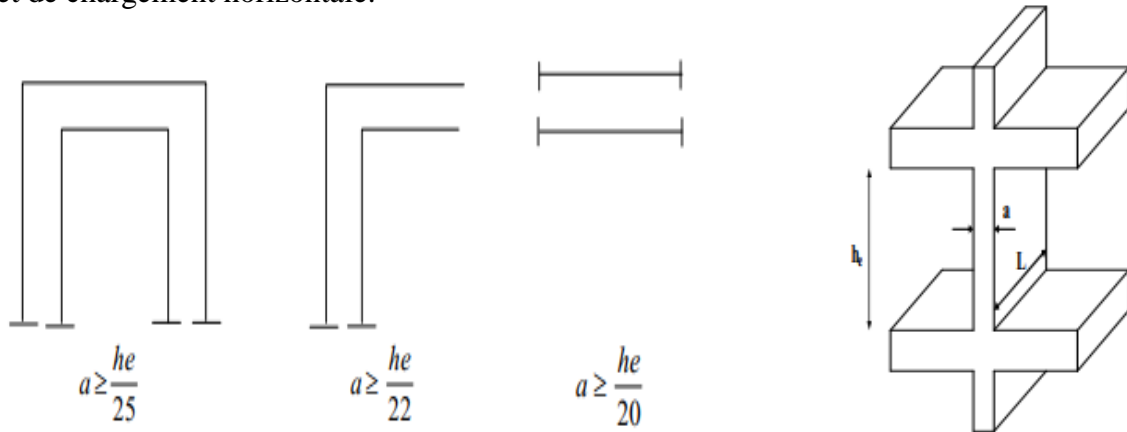


Figure II.2 : coupe des voiles en plan et coupe de voile en élévation.

Epaisseur :

Notre structure à des voiles linéaires $a \geq \frac{h_e}{20}$

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités $h_e = h - e_p$

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à RPA 99 version 2003 (Art7.7.1)

$$a \geq \frac{h_{\max}}{20}$$

h_{\max} : La hauteur libre max des niveaux

On a la hauteur de RDC= 4.08m

Et étage courant =3.06m

On prend : $h_e=4.08$ m

$$h_{\max} = 408 - 20 = 388 \text{ cm} \quad a \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \quad \text{soit: } a=20 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité, le règlement exige Une épaisseur minimale de 15 cm

On a $a = 20 \text{ cm}$ donc $a \geq 15 \text{ cm}$ CV

La largeur minimale L_{\min} du voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 a \quad \text{donc } L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

L_{\min} : Portée minimale des voiles.

On a : $L_{\min} = 100 \text{ cm}$ CV

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression $N_s = (G+Q)$.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{(Q+G)}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression ($\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$).

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le

DTR.BC.22.

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b_1, h_1) $\geq 25cm \rightarrow$ En zone I et IIa.

Min (b_1, h_1) $\geq 30cm \rightarrow$ En zone III et IIb.

Min (b_1, h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$

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

Avec : (b_1, h_1) dimensions de la section transversale des poteaux et h_e : hauteur libre d'étage.

➤ Localisation du poteau le plus sollicité :

La surface revenant au poteau est :

$$S1 = 2.25 \times 1.775 = 3.99375 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.575 \times 2.25 = 3.54375 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.775 \times 3 = 5.325 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.575 \times 3 = 4.725 \text{ m}^2$$

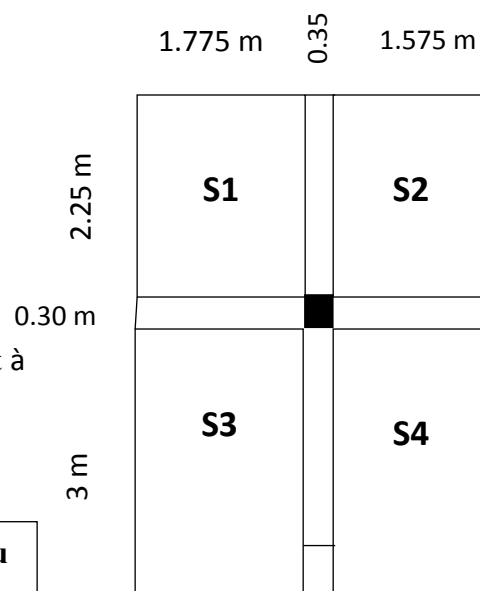
$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 17.5875 \text{ m}^2$$

Le poteau le plus sollicité se situe exactement à

L'intersection de la ligne de construction

"2" et la ligne de construction "C".

Figure II-3 : surface d'influence du poteau



➤ **Détermination des charges et des surcharges :**

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m^2) ; et les surcharges d'exploitation Q (KN/m^2) ; nous allons nous référer au document technique réglementaire **DTR B.C.2.2** « Charges et surcharges d'exploitation »

Charges permanentes G :

Plancher terrasse :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m^3)	G (KN/m^2)	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	17	0,85	
2) Etanchéité multi couche.	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 en liège.	0,04	04	0,16	
6) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2	
La charge permanente : G (KN/m^2)=			5,68	

Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.

Plancher étage courant :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m^3)	G (KN/m^2)	Schéma
1) Carrelage.	0,02	20	0,40	
2) Mortier de pose.	0,02	20	0,4	
3) Lit de sable.	0,02	18	0,36	
4) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
5) Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2	
6) Cloisons intérieures.	0,1	10	1	
La charge permanent : G (KN/m^2)=			5,16	

Tableau II-2 : Charge permanent de l'étage courant

Surcharge d'exploitation Q :

<u>Plancher</u>	<u>La charge d'exploitation (KN/m²)</u>
<i>Plancher étage courant (habitation).</i>	1,5
<i>Plancher terrasse inaccessible.</i>	1

Tableau II-3 : Surcharge des planchers de l'ouvrage.**Dalle Pleine :****Pré-dimensionnement :**

Eléments	Conditions	e_{calculé}	e_{adoptée}
<i>panneaux en dalle pleine</i>	<p>➤ Condition de sécurité contre l'incendie :</p> <ul style="list-style-type: none"> e = 7 cm pour une heure de coupe-feu. e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu. 	11cm	e=15cm
	<p>➤ Condition d'isolation acoustique :</p> <p>Selon CBA93, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p>	15cm	
	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>La dalle salle machine repose sur trois côtés :</p> <p>$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$. Avec : $L_x = 2,7 \text{ m}$.</p> <p>Ceci engendre :</p> <p>$270 / 50 \leq e \leq 270 / 40 \Rightarrow 5,4 \text{ cm} \leq e \leq 6,75 \text{ cm}$</p>	7cm	
<i>Balcon</i>	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>$e \geq L / 10$. Avec : L=125 cm, d'où : $e \geq 12,5 \text{ cm}$.</p>	15cm	15cm

Tableau II-4 : Dimensionnement des dalles pleines.**Balcon :**

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m³)	G (KN/m²)
<i>a) Carrelage.</i>	0,02	20	0,40
<i>b) Mortier de pose.</i>	0,02	20	0,40
<i>c) Lit de sable.</i>	0,02	18	0,36
<i>d) Dalle pleine.</i>	0,15	25	3,75
<i>e) Enduit de ciment.</i>	0,02	18	0,36
La charge permanent G (KN/m²) =			5,27
La surcharge d'exploitation Q (KN/m²) =			3,5

Tableau II-5 : Charge et surcharge de balcon.

Dalle salle machine :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>G (KN/m³)</i>	<i>G (KN/m²)</i>
<i>a) dalle pleine</i>	0,15	25	3,75
<i>La charge permanent uniformément répartie G (KN/m²) =</i>			3,75
<i>La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m²) =</i>			1
<i>La charge d'exploitation concentrique P(KN):</i> La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8			P=90KN.

Tableau II-6 : Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.➤ **Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :**

<i>Elements</i>	<i>Dimensions</i>	<i>Poids propre</i>	<i>Résultats</i>	<i>Qi=Si x Qi</i>
Poutre principe	35*45	$G_{pp}=(0,35*0,45)(5,25)*25$	20,671KN	/
Poutre Secondaire	25*35	$G_{ps}=(0,25*0,35)*25*(3,35)$	7,328KN	/
Poteau RDC	H=4,08m	$G_{p\ rdc}=0,45*0,50*4,08*25$	22,95KN	/
Poteau E-courant	H=3,06m	$G_{p\ etage}=0,45*0,50*3,06*25$	17,213KN	/
Plancher Terrasse	$S_t=17,5875m^2$	$G_{pt}=17,5875*5,68$	99,897KN	17,587
Plancher habitation	$S_t=17,5875m^2$	$G_{ph}=17,5875*5,16$	90,752KN	26,381

Tableau II-7 : Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.➤ **Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :**

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de **05**.

Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_0 + (3+n)/2n \times \sum Q_i \quad (\text{D. T .R}).$$

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

$(3+n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

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

$$S_{10} = Q_0 = 17.587 \text{ [KN]}.$$

$$S_9 = Q_0 + Q_1 = 43.968 \text{ [KN]}.$$

$$S_8 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 67.711 \text{ [KN]}.$$

$$S_7 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 88.816 \text{ [KN]}.$$

$$S_6 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 107.282 \text{ [KN]}.$$

$$S_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 123.111 \text{ [KN]}.$$

$$S_4 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 136.302 \text{ [KN]}.$$

$$S_3 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 149.440 \text{ [KN]}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 162.577 \text{ [KN]}$$

$$S_1 = Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 175.715 \text{ [KN]}$$

$$S_0 = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 189.1 \text{ [KN]}$$

Niveau	Charges permanent(KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux N=G+Q	Section du poteau (cm ²)	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G total	G Cumule	Qi	Q Cumule		$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adopté
10eme étage	99,89	31,763	6,885	138,538	138,538	17,587	17,587	156,125	104,083	30*35
9eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	267,938	43,968	61,555	329,493	219,662	30*35
8eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	397,338	67,711	129,266	526,604	351,069	30*35
7eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	526,738	88,816	218,082	744,82	496,547	35*40
6eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	656,138	107,282	325,364	981,502	654,335	35*40
5eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	785,538	123,111	448,475	1234,013	822,675	35*40
4eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	914,938	136,302	584,777	1499,715	999,810	40*45
3eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	1044,338	149,44	734,217	1778,555	1185,703	40*45
2eme étage	90,752	31,763	6,885	129,4	1173,738	162,577	896,794	2070,532	1380,355	40*45
1er étage	90,752	31,763	6,885	129,4	1303,138	175,715	1072,509	2375,647	1583,765	45*50
RDC	90,752	31,763	9,18	131,695	1434,833	189,1	1261,609	2696,442	1797,628	45*50

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente des charges

➤ **Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :**

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

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min } (b; h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b; h) \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

◆ **RDC : Poteau (45x50)**

$$\text{Min } (b; h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b; h) = 45 \text{ cm} > h_e/20 = 408/20 = 20.4$$

$$1/4 < \frac{45}{50} = 0,9 < 4$$

◆ **1^{er} étage : Poteau (45x50)**

$$\text{Min } (b; h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b; h) = 45 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$$

$$1/4 < \frac{45}{50} = 0,9 < 4$$

◆ **2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage Poteau (40x45)**

$$\text{Min } (b; h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b; h) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$$

$$1/4 < \frac{40}{45} = 0,88 < 4$$

◆ **5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage Poteau (35x40)**

$$\text{Min } (b; h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b; h) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$$

$$1/4 < \frac{35}{40} = 0,875 < 4$$

◆ **8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage Poteau (30x35)**

$$\text{Min } (b; h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{cv}$$

$$\text{Min } (b; h) = 30 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15.3$$

$$1/4 < \frac{30}{35} = 0,857 < 4$$

➤ **Vérification au flambement (Art B.8.3.31 / BAEL 91 modifié 99)**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

L: Elancement du poteau.

l_f: Longueur de flambement (**l_f = 0,7L₀**).

L₀: Longueur libre du poteau

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

I: Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

B: section transversale du poteau (B = b x h).

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

◆ **Pour le RDC : (45x50)**

$$L_0 = 4.08 \text{ m d'où } \lambda = 0.7 \times 4.08 \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 21.98 < 50 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

◆ **Pour 1^{er} étage (45x50)**

$$L_0 = 3.06 \text{ m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.45} = 16.49 < 50 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

◆ **Pour 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage Poteau (40x45)**

$$L_0 = 3.06 \text{ m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 18.55 < 50 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

◆ **5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage Poteau (35x40)**

$$L_0 = 3.06 \text{ m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.35} = 12.11 < 50 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

◆ **8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage Poteau (30x35)**

$$L_0 = 3.06 \text{ m d'où } \lambda = 0.7 \times 3.06 \frac{\sqrt{12}}{0.30} = 24.73 < 50 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables et tous les poteaux de l'ossature sont garantis contre le flambement.

Sections adoptées :❖ **Poteaux :**

- 30*35cm²** pour le plancher 8 et 9 et 10^{eme} étages courants.
- 35*40cm²** pour les planchers 5 et 6 et 7^{eme} étages courants.
- 40*45cm²** pour les planchers 2 et 3 et 4^{eme} étages courants.
- 45*50cm²** pour RDC et 1^{er} étage.

❖ **Poutres :**

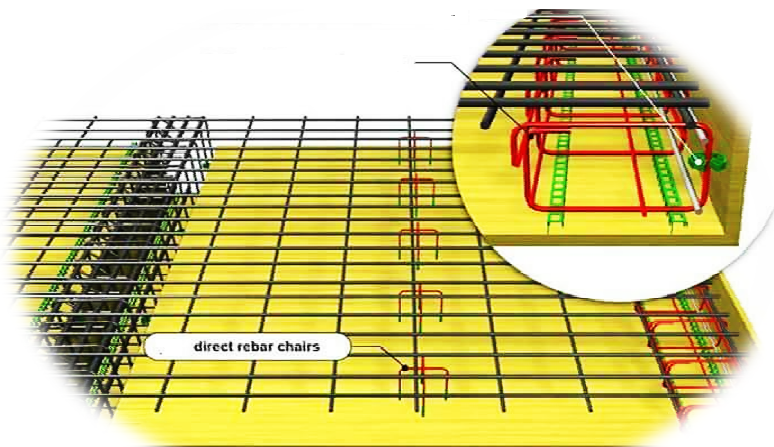
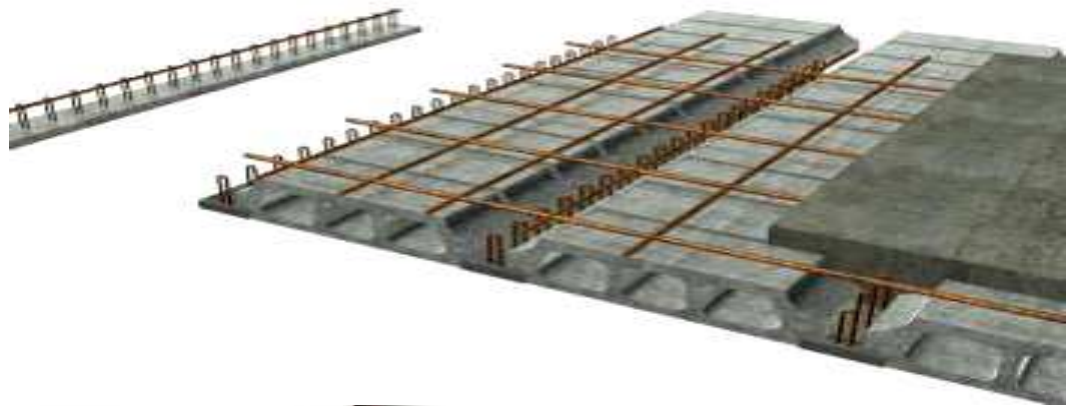
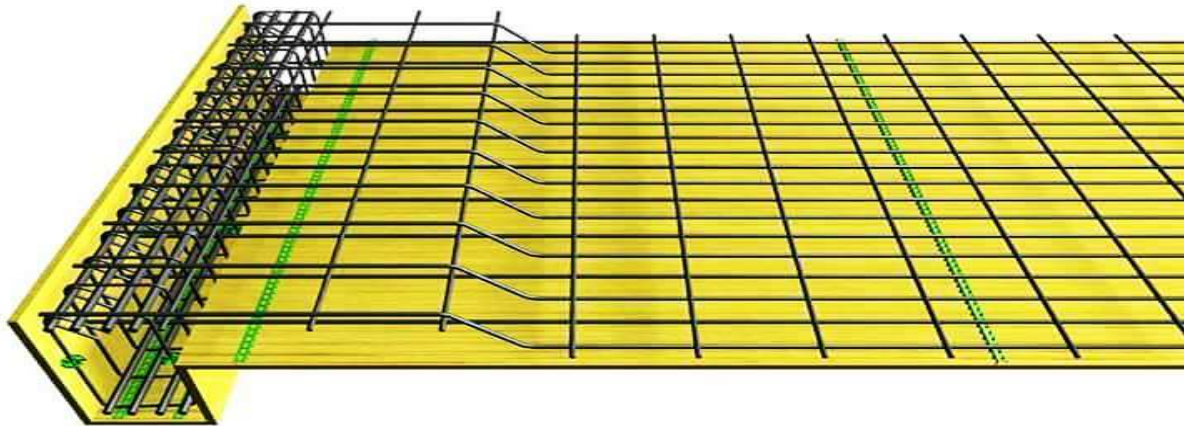
- 35*45cm²** pour les poutres principales.
- 25*30 cm²** pour les poutres secondaires.

❖ **Les voiles :**

- Epaisseur des voiles **20cm.**
- Largeur des voiles est supérieure à **100cm.**

CHAPITRE III:

CALCUL DES ELEMENTS



direct rebar chairs

III.1. Plancher :

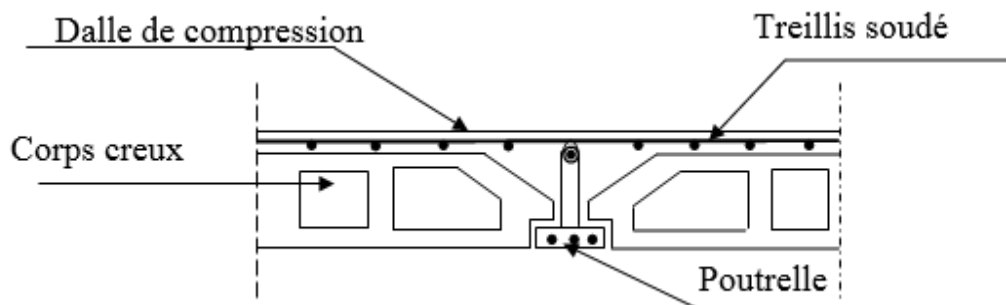
Les planchers sont les éléments horizontaux de la structure, capable de reprendre les charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, aussi il isole les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre cas le plancher est en corps creux, constitué d'une dalle de compression (4cm), corps creux (16cm), et des poutrelles qui sont disposé dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes, ces dernières reprennent la totalité des charges permanente et les charges d'exploitation.

Le calcul se fera pour : **Plancher étage courant**

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soude de nuance TL520 ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites
- Repartir les charges localisées entre poutrelles voisines



Les dimensions des mailles de treillis soude ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le (B.6.8,423 du BAEL 91).

III.1.1. Détermination de la section en T :

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles

33cm pour les armatures $//$ aux poutrelles

$H=16+4=20$ cm (hauteur de la dalle)

$H_0=4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C=2$ cm (enrobage)

$D= 18$ cm (hauteur utile)

B_1 =largeur de l'hourdis

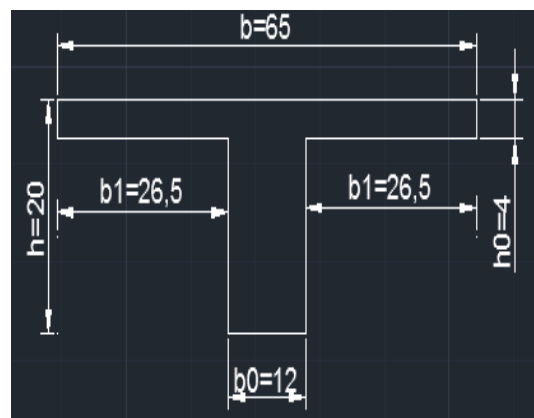


Figure III-1 : coupe la section en T

Avec :

L : la distance entre face voisines de deux nervures

La largeur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive de la condition suivante :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2} \\ b_1 \leq \frac{l-b_0}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5cm. \\ b_1 \leq \frac{355-25}{10} = 33cm. \\ 24 \leq b_1 \leq 32. \end{cases}$$

Ø5 nuances TLE 520.

$$\text{Soit } b_1=26.5cm \Rightarrow b=b_0+2b_1=12+2 \times 26.5=65cm$$

III.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$50cm < l < 80cm \quad A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec $L=65cm$ distance entre axes des poutrelles

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

$$\text{Soit } A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7cm^2$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ alors on prend l'espacement } e = 15cm$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

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

$$\text{Soit } A_{//} = 6\phi 6 = 1.7cm^2$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ alors on prend l'espacement } e = 15cm$$

On adopte pour un treillis soudé de diamètre **6mm** dont la maille égale à **15 cm** dans les **2sens**

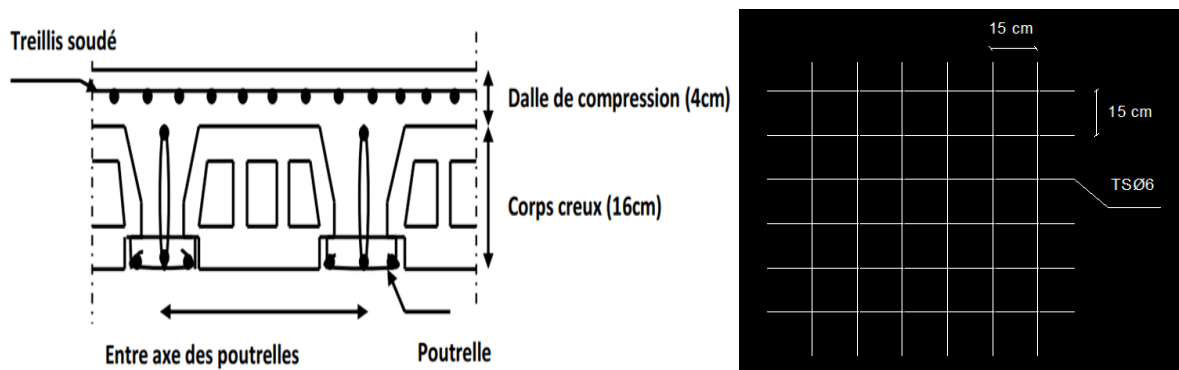


Figure III-2 : Disposition constructive de la dalle de compression.

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) De dimension $(6 \times 6 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.1.3. Calcul des poutrelles :

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

b : Largeur de la poutrelle.

h : Hauteur de la poutrelle.

C : enrobage ($C=2\text{cm}$)

d : Hauteur utile

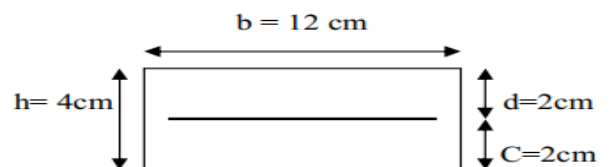


Figure III-3 : Section de la poutrelle

a) Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

Détermination des charges :

- **Les charges permanentes :**

- poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 \times 1 = 0.12 \text{ KN/ml}$

- poids propre du corps creux (16cm) : $G_2 = 0.65 \times 0.95 \times 1 = 0.62 \text{ KN/ml}$

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

- **La charge d'exploitation :**

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

Les combinaisons de charge :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml}$$

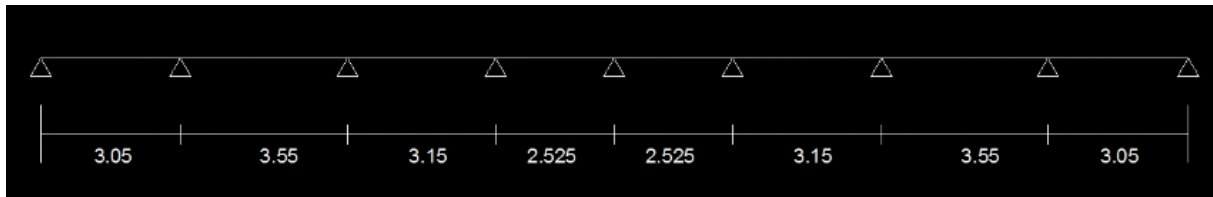


Figure III-4 : Schéma statique de la poutrelle simplement appuyé

Calcul du moment maximal :

$$M_{\max} = \frac{ql_{\max}^2}{8}$$

$$\text{ELU : } M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.55)^2}{8} = 3.938 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.74 \times (3.55)^2}{8} = 2.741 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant maximum :

$$T_{\max} = \frac{ql_{\max}}{2}$$

$$\text{ELU : } T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.55}{2} = 4.44 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.74 \times 3.55}{2} = 3.09 \text{ KN}$$

Ferraillage de la poutrelle

$$h = 4 \text{ cm; } c = 2 \text{ cm; } d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm et } b = 12 \text{ cm}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,938 \times 10^6}{120 \times 14.2 \times 20^2} = 5.778 \quad \text{donc } \mu_b > 0.392 \quad \mu_b > \mu_1 \quad \longrightarrow \quad \text{S.D.A}$$

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite (4x12cm) il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais 80 à 120cm)

b) Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul fait en considérant que la poutrelle travail comme une poutre continue encastrée partiellement à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression en plus les charges et les surcharges éventuelles revenant au plancher

- ❖ Poids propre du plancher : $G = 5.16 \times 0.65 = 3.354 \text{ KN/ml}$
- ❖ Poids propre du plancher dernier étage : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$
- ❖ Surcharge d'exploitation $\left\{ \begin{array}{l} \text{Usage d'habitation : } Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml} \\ \text{Dernier étage : } Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$

Combinaisons d'action :

- **1^{er} type : usage d'habitation :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$
 $.q_u = 1.35 \times 3.354 + 1.5 \times 0.98 = 5.99 \text{ KN/ml}$
 ELS : $q_s = G + Q$
 $.q_s = 3.354 + 0.98 = 4.33 \text{ KN/ml}$

- **2^{eme} type dernier étage :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$
 $.q_u = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 = 5.96 \text{ KN/ml}$
 ELS : $q_s = G + Q$
 $.q_s = 3.692 + 0.65 = 4.34 \text{ KN/ml}$

III.1.4. Choix de la méthode de calcul :

Méthode de forfaitaire : (ArtB.6.2.210/BAEL91)

a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux constructions dont :

- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

$$Q \leq \max(2G ; 5KN)$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml} < 2G = 2 \times 3.354 = 6.71 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 < 5 \text{ KN}$$

condition vérifiée

- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.....**condition vérifiée**
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$ on a :

$$L_i/L_{i+1}=3.05/3.55=0.859$$

$$L_i/L_{i+1}=3.55/3.15=1.127$$

$$L_i/L_{i+1}=3.15/2.525=1.248$$

$$L_i/L_{i+1}=2.525/2.525=1$$

$$L_i/L_{i+1}=2.525/3.15=0.802$$

$$L_i/L_{i+1}=3.15/3.55=0.887$$

$$L_i/L_{i+1}=3.55/3.05=1.164$$

condition vérifiée

- la fissuration est considérée comme peu nuisiblecondition vérifiée

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

b) Principe de la méthode :

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



Figure III-5 : Diagramme des moments.

c) Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérées

En effet pour $Q=0 \rightarrow \alpha=0$ et pour $Q=2G \rightarrow \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis
 q : charge uniformément répartie
- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

- M_t : moment maximum en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

} on prend : M_t^{max}

M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas on a deux types de poutre

1-Poutre sur (8) appuis :

On aura le diagramme suivant :

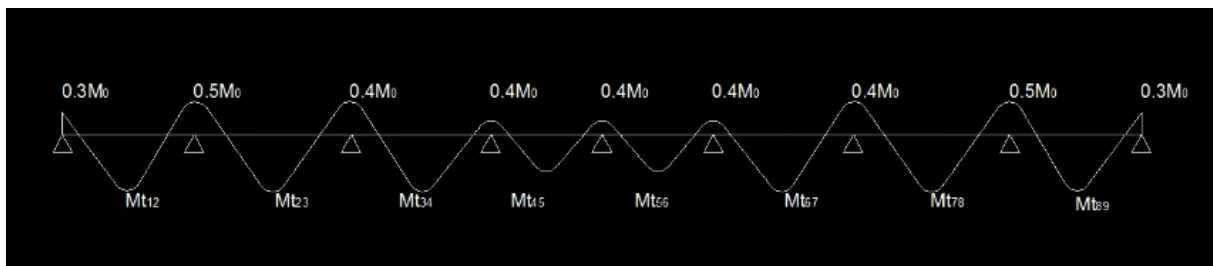


Figure III-6 : Diagramme des moments d'une poutre continue

Calcul des coefficients :

α : Rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.98}{0.98+3.354} \quad \text{donc on aura après calcul } \alpha=0.222$$

$$1+0.3\alpha = \mathbf{1.068}$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \mathbf{0.534}$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \mathbf{0.634}$$

Calcul des moments fléchissant :✓ **Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU**

$$M_{12}=M_{89}= Q_u.L^2/8=5.99 \times (3.05^2)/8=6.965 \text{ KN.m}$$

$$M_{23}= M_{78}=Q_u.L^2/8=5.99 \times (3.55^2)/8=9.436 \text{ KN.m}$$

$$M_{34}= M_{67}= Q_u.L^2/8=5.99 \times (3.15^2)/8=7.429 \text{ KN.m}$$

$$M_{45}=M_{56}=Q_u.L^2/8=5.99 \times (2.525^2)/8=4.774 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments sur appui :**

$$M_1=M_9=0.3M_{12}=0.3 \times 6.965=2.089 \text{ KN.m}$$

$$M_2= M_8= 0.5 \max (M_{12}, M_{23}) =0.5 \times 9.436=4.718 \text{ KN.m}$$

$$M_3 =M_7= 0.4 \max (M_{23}, M_{34})=0.4 \times 9.436=3.774 \text{ KN.m}$$

$$M_4 =M_6= 0.4 \max (M_{34}, M_{45})=0.4 \times 7.429=2.972 \text{ KN.m}$$

$$M_5=M_9=0.4 \max (M_{45}, M_{56})=0.4 \times 4.774=1.910 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments en travée :**

$$\text{On a : } 1 + 0.3 \alpha = 1.068 \text{ et } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534 \text{ et } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.634$$

Travée 1-2

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = 4.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{t1-2} = M_{t7-8} = 4.42 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = 5.834 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 5.039 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{t2-3} = M_{t6-7} = 5.834 \text{ KN.m}$$

Travée 3-4

$$M_t \geq \frac{M_e + M_w}{2} + \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0) = 4.561 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 3.967 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit } M_{t3-4} = M_{t5-6} = 4.561 \text{ KN.m}$$

Travée 4-5

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0) = 2.658 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 2.549 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t4-5} = 2.658 \text{ KN.m}$

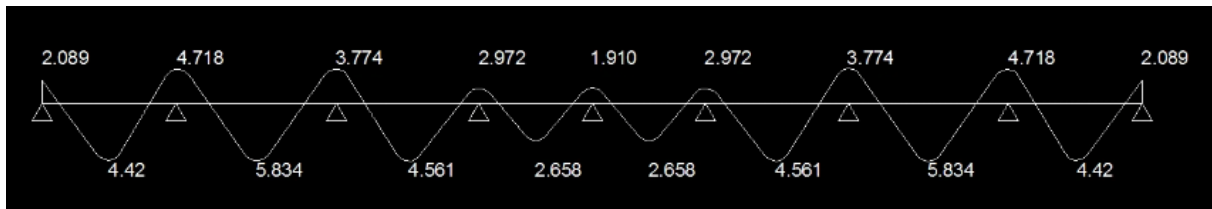


Figure III-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

Calcul des efforts tranchants :

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

$$\text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2}$$

$$\theta(x=1) = -\frac{q_u L}{2}$$

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droite de la travée.

L_i : Longueur de la travée.

Travée 1-2

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_1 = \frac{5.99 \times 3.05}{2} + \frac{4.718 - 2.089}{3.05} = \mathbf{9.997 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_2 = -\frac{5.99 \times 3.05}{2} + \frac{4.718 - 2.089}{3.05} = \mathbf{-8.273 \text{ KN}}$$

Travée 2-3

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_2 = \frac{5.99 \times 3.55}{2} + \frac{3.774 - 4.718}{3.55} = \mathbf{10.37 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_3 = -\frac{5.99 \times 3.55}{2} + \frac{3.774 - 4.718}{3.55} = \mathbf{-10.89 \text{ KN}}$$

Travée 3-4

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_3 = \frac{5.99 \times 3.15}{2} + \frac{2.972 - 3.774}{3.15} = \mathbf{9.179 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_4 = -\frac{5.99 \times 3.15}{2} + \frac{2.972 - 3.774}{3.15} = \mathbf{-9.685 \text{ KN}}$$

Travée 4-5

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_4 = \frac{5.99 \times 2.525}{2} + \frac{1.910 - 2.972}{2.525} = \mathbf{7.141 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_5 = -\frac{5.99 \times 2.525}{2} + \frac{1.910 - 2.972}{2.525} = \mathbf{-7.983 \text{ KN}}$$

Travée 5-6

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_5 = \frac{5.99 \times 2.525}{2} + \frac{2.972 - 1.910}{2.525} = \mathbf{7.983 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_6 = -\frac{5.99 \times 2.525}{2} + \frac{2.972 - 1.910}{2.525} = \mathbf{-7.141 \text{ KN}}$$

Travée 6-7

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_6 = \frac{5.99 \times 3.15}{2} + \frac{3.774 - 2.972}{3.15} = \mathbf{9.685 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_7 = -\frac{5.99 \times 3.15}{2} + \frac{3.774 - 2.972}{3.15} = \mathbf{-9.175 \text{ KN}}$$

Travée 7-8

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_7 = \frac{5.99 \times 3.55}{2} + \frac{4.718 - 3.774}{3.55} = \mathbf{10.364 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_8 = -\frac{5.99 \times 3.55}{2} + \frac{4.718 - 3.774}{3.55} = \mathbf{-10.36 \text{ KN}}$$

Travée 8-9

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_8 = \frac{5.99 \times 3.05}{2} + \frac{2.089 - 4.718}{3.05} = \mathbf{8.449 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_9 = -\frac{5.99 \times 3.05}{2} + \frac{2.089 - 4.718}{3.05} = \mathbf{-9.991 \text{ KN}}$$

Remarque :

Notre poutre présente une symétrie, à cet effet on aura :

Travée (1 ; 2) = travée (7 ; 8).

Travée (2 ; 3) = travée (6 ; 7).

Travée (3 ; 4) = travée (5 ; 6). et sont séparée par la travée (4 ; 5)

Le diagramme des efforts tranchants sera présenté dans la figure suivante :

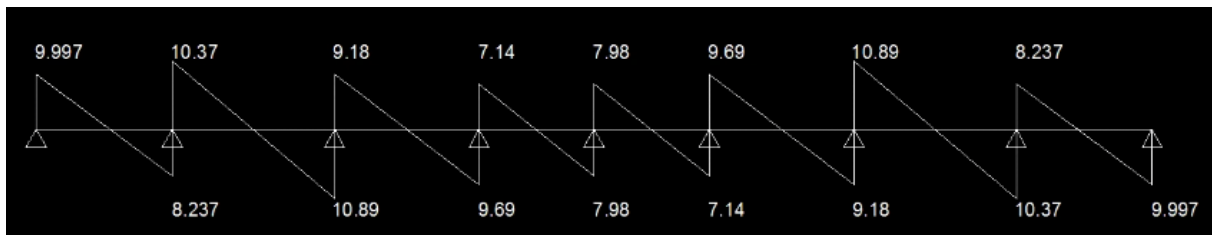


Figure III-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

-Poutre sur (4) appuis :

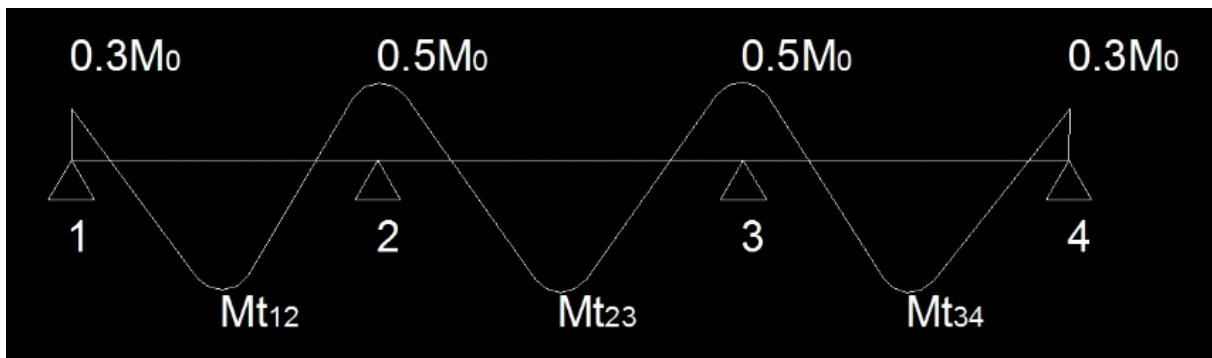


Figure III-9 : Diagramme des moments d'une poutre continue

Calcul des moments fléchissants :

✓ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{12} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5.99 \times (3.15^2) / 8 = 7.429 \text{ KN.m}$$

$$M_{23} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5.99 \times (3.55^2) / 8 = 9.436 \text{ KN.m}$$

$$M_{34} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5.99 \times (3.05^2) / 8 = 6.965 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments sur appui :

$$M_1 = 0.3 M_{12} = 0.3 \times 7.429 = 2.229 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{12}, M_{23}) = 0.5 \max (7.429, 9.436) = 4.718 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 \max (M_{23}, M_{34}) = 0.5 \max (9.436, 6.965) = 4.718 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.3 M_{34} = 0.3 \times 6.965 = 2.09 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments en travée

$$\text{On a : } 1 + 0.3 \alpha = 1.068 \text{ et } \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0.534 \text{ et } \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0.634$$

Travée 1-2

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{-2.229+4.718}{2} + 7.934 = 4.461 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.634 \times 7.429 = 4.710 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t1-2} = 4.710 \text{ KN.m}$

Travée 2-3

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{4.718+4.718}{2} + 10.08 = 5.362 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.534 \times 9.436 = 5.039 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t2-3} = 5.362 \text{ KN.m}$

Travée 3-4

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0) = -\frac{4.42+2.50}{2} + 7.439 = 3.979 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.634 \times 6.965 = 4.416 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{t3-4} = 4.416 \text{ KN.m}$

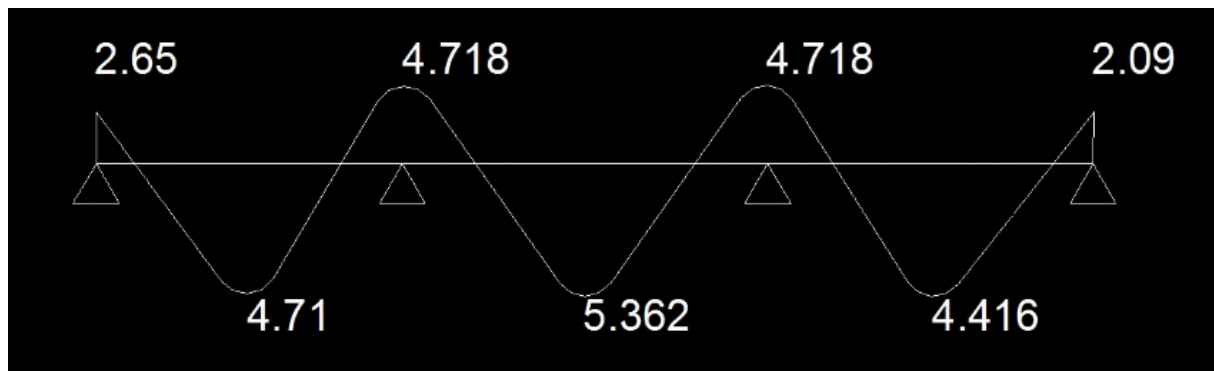


Figure III-10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU en KN.m

Calcul des efforts tranchants :**Travée 1-2**

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_1 = \frac{5.99 \times 3.15}{2} + \frac{4.718 - 2.229}{3.15} = 10.22 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_2 = -\frac{5.99 \times 3.15}{2} + \frac{4.718 - 2.229}{3.15} = -8.64 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_2 = \frac{5.99 \times 3.55}{2} + \frac{4.718 - 4.718}{3.55} = 10.63 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_3 = -\frac{5.99 \times 3.55}{2} + \frac{4.718 - 4.718}{3.55} = -10.63 \text{ KN}$$

Travée 3-4

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_3 = \frac{5.99 \times 3.05}{2} + \frac{2.09 - 4.718}{3.05} = \mathbf{8.27 \text{ KN}}$$

$$T_e = -\frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_4 = -\frac{5.99 \times 3.05}{2} + \frac{2.09 - 4.718}{3.05} = \mathbf{-9.99 \text{ KN}}$$

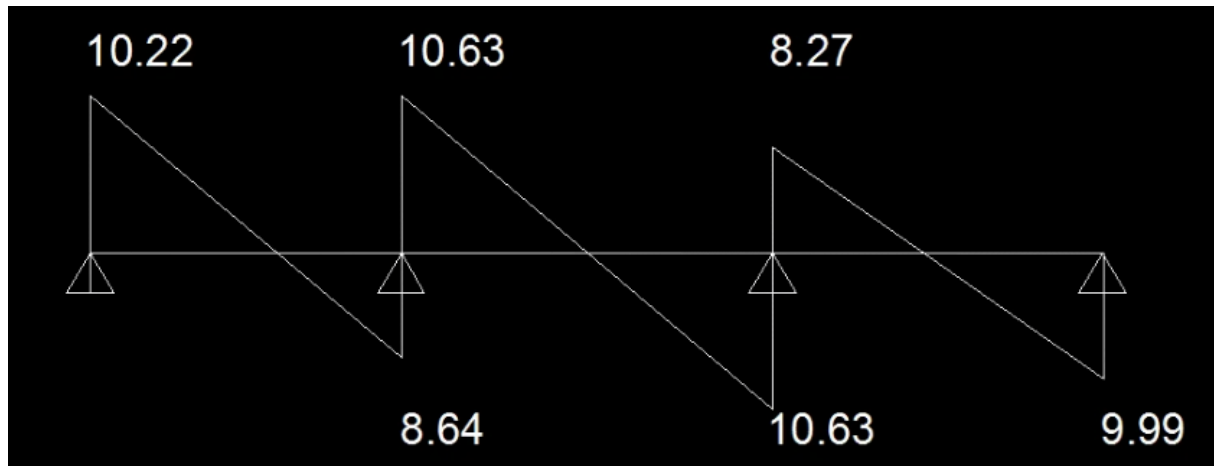


Figure III-11 : Diagramme des efforts internes à l'ELU Poutres de (type 02).

Conclusion :

Les calculs effectués sur les deux types de poutre nous ont conduits à retenir les valeurs des sollicitations les plus défavorables suivantes :

- ☒ Moment maximal aux appuis : $M_a^{\max} = 4.718 \text{ KN.m}$
- ☒ Moment maximal en travée : $M_t^{\max} = 5.834 \text{ KN.m}$
- ☒ Effort tranchant max aux appuis de rive : $T_{\max}^1 = 10,22 \text{ KN}$
- ☒ Effort tranchant aux appuis intermédiaires : $T_{\max}^2 = 10,89 \text{ KN}$

III.1.5. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- ☒ En travée : $M_t^{\max} = 5.89 \text{ KN.m}$
- ☒ Sur appui : $M_a^{\max} = -4.42 \text{ KN.m}$

a) Armature en travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = \mathbf{59.07 \text{ KN.m}}$$

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} \gg M_t^{\max} = 5.834 \text{ KN.m}$ donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (**bxh**) (65X20) cm

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{f_{bu} b d^2} = \frac{5.89 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 180 \times 180} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{SSA}$$

$$\mu_b = 0.019 \quad \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\sigma_{st}\beta d} = \frac{5.834 \times 10^3}{348 \times 0.991 \times 18} = 0.94 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A_t = 3\text{HA}10 = 2.34 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis : $M_a^{max} = 4,718 \text{ KN.m}$

Aux niveaux des appuis, la table de compression est entièrement tendue, et la section sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :

$$b_0 = 12 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{\sigma_{bu} b_0 d^2} = \frac{4.718 \times 10^3}{14.2 \times 18 \times 18 \times 12} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.08 \quad \beta = 0.958$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\sigma_{st}\beta d} = \frac{4.718 \times 10^3}{0.958 \times 18 \times 348} = 0.786 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les sections d'armatures à ELU sont comme suit :

En travée : **3HA10 = 2,34 cm²**

Aux appuis : **1HA12 = 1,13 cm²**

c) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91) :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_t = 1,0 \text{ cm}^2$

θ_1^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Ø : Diamètre des barres utilisées comme acier transversal.

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

h : La hauteur de la poutrelle ($h = 20 \text{ cm}$).

L'espacement des cadres :

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement **St=15cm**

Conclusion:

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **HA8**, avec un espacement constant **St=15cm** sur la totalité des poutrelles.

III.1.6. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.7.2, 1) :**

Les sections d'armatures/ longitudinales adoptées doivent vérifier la condition :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

- ☒ **Usage d'habitation :**

Travée : $A_t = 2.34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

Appui : $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211) :**

Pour justifier les armatures transversaux vis-à-vis de l'effort tranchant ultime au niveau des appuis, on doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$. $T_u^{\max} = T_1^{\max} = 10.89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{d b_0} = \frac{10.89 \times 10^3}{180 \times 120} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

donc : $\tau_u = 0.5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL 91/Art. A.6.13) :**

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Etage d'habitation :

$$\text{Avec } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{10.89 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 3 \times 12} = 0.59 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Le périmètre utile des barres.

$\tau_{se} = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.162 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rive : $T^1_{\max} = 10,22 \text{ KN}$

$10.22 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

Appuis intermédiaires : $T^2_{\max} = 10,89 \text{ KN}$

$10.89 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

- **Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/Art A.5.1, 321)**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$ et $A_a = 1.13 \text{ cm}^2$

Appuis de rive (usage d'habitation) : $T_{\max}^1 = 10,22 \text{ KN}$ et $M_u = -2,23 \text{ KN.m}$

$$\frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.22 - \frac{2.23}{0.9 \times 0.18}) = -0.102 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 \geq -0.102 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires: $T_{\max}^2 = 10,89 \text{ KN}$ et $M_u = 4,72 \text{ KN.m}$

$$\frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.89 - \frac{4.72}{0.9 \times 0.18}) = -0.524 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 \geq -0.524 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de compression sur appui intermédiaires (BAEL 91/Art A.5.1, 322):**

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.13 \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$R_u = |T_u^g| + |T_u^d|$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{ab_0} = \frac{20.07 \times 10^3}{162 \times 120} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.66 \text{ MPa}$$

- **Vérification de l'ancrage des barres [art A.6.1.221 /BAEL 91] (longueur de scellement) :**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite "longueur de scellement droit" elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad (\Psi=1.5 \text{ pour HA})$$

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

Pour $f_e 400$ $L_s = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

On prend : **$L_s = 48 \text{ cm}$**

On adopte un crochet de 45° ou 90°

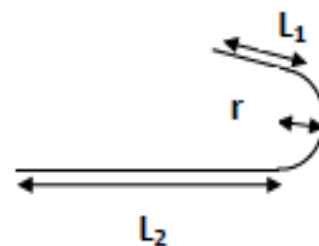
$$r = 5,5 \phi \text{ Pour les acier H A}$$

$$r = 5,5 \times 1,2 = \mathbf{6,6 \text{ cm}}$$

$$L_2 = b \text{ poutre} - r - c = 35 - 6,6 - 3 = \mathbf{25,4 \text{ cm}}$$

$$L_s = \alpha L_1 + \beta r + L_2$$

$$L_1 = \frac{L_s - \beta r - L_2}{\alpha}$$



$$\alpha = e^{\varphi\theta} \qquad \beta = \frac{e^{\varphi\theta} - 1}{\varphi}$$

$$\varphi = 0,4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta = 45^\circ \\ \theta = 90^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} \alpha = 1,37 \\ \alpha = 1,87 \end{array} \qquad \begin{array}{l} \beta = 0,93 \\ \beta = 2,18 \end{array} \qquad \begin{array}{l} L_1 = 12 \text{ cm} \\ L_1 = 4,39 \text{ cm} \end{array}$$

➤ **Calcul de la longueur des chapeaux : [E .1.3 /BAEL 91]**

• **Appui de rive :**

$$L_a \geq \frac{1}{4}L = \frac{1}{4} \times 6 = 1.5 \text{ m}$$

$$L' = L_a + L_2 + L_1 + r$$

$$= 1 + 0,254 + 0,157 + 0,066 = 1,466 \text{ m}$$

On prend la longueur du chapeau égal à **1.5 m**



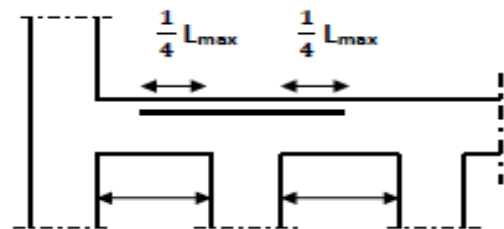
• **Appuis voisin de l'appui de rive :**

$$L_{\max} = 4 \text{ m}$$

$$L_a \geq \frac{1}{4}L = \frac{1}{4} \times 4 = 1 \text{ m}$$

$$L' \geq 2\frac{1}{4}L + b = \frac{2}{4} \times 4 + 0,5 = 2,5 \text{ m}$$

On prend la longueur du chapeau égale à **2.5 m**



III.1.7. Vérification a L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- _ Etat limite de résistance de béton en compression.
- _ Etat limite de déformation.
- _ Etat limite d'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts interne à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenus à l'ELU par Le

Rapport : $\frac{q_s}{q_u}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.33}{5.99} = 0.72$$

Poutre sur 9 appuis :

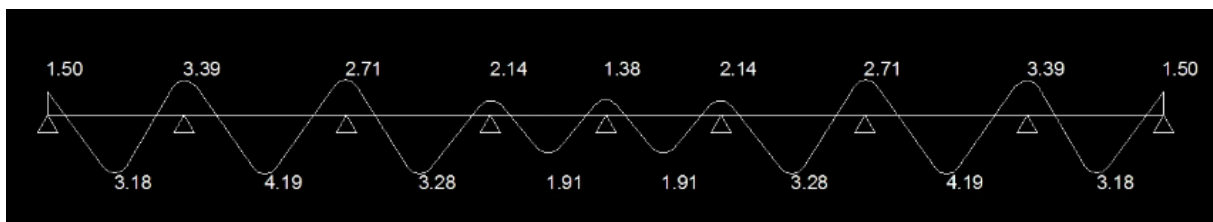


Figure III-12 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS en KN.m

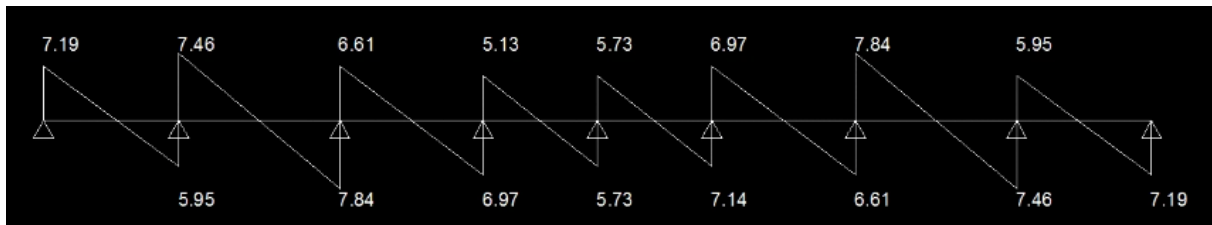


Figure III-13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en KN

- **Vérification de la résistance du béton à la compression**

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

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

et $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$ Avec $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à $\rho = \frac{100A_{st}}{db_0}$

Aux appui :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{db_0} = \frac{100 \times 1.13}{18 \times 12} = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \quad \beta_1 = 0.8915 \quad K_1 = 31.08$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{4.19 \times 10^3}{0.8915 \times 18 \times 1.13} = 82.04\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82.04}{31.08} = 2.64\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.64\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ condition vérifiée

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{db_0} = \frac{100 \times 2.34}{18 \times 12} = 1.083$$

$$\rho_1 = 1.083 \quad \beta_1 = 0.837 \quad K_1 = 15.69$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{4.19 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 2.34} = 118.85\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{118.85}{15.69} = 7.58\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.58\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ condition vérifiée

• **Etat limite de déformation**

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

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

$$\frac{A}{db_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

.h : hauteur totale de la section..... h=20cm

L portées libres maximales L=355cm

M_t : moment max en travée M_t=4.19KN.m

M₀ : moment max en travée isostatiqueM₀=6.821KN.m

A : section des armaturesA=2.34cm²

.b₀ : largeur de nervureb₀=12cm

.d : hauteur libre de la section d=18cm

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{355} = 0.0563 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition non vérifiée (1)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0588 \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{4.19}{10 \times 6.821} = 0.0614 \dots \text{condition non vérifiée (2)}$$

$$\frac{A}{db_0} = \frac{2.34}{18 \times 12} = 0.0108 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{condition non vérifiée (3)}$$

Remarque : Toutes les conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche (Art B6.5.2/BAEL91)**

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v I_{fv}}$$

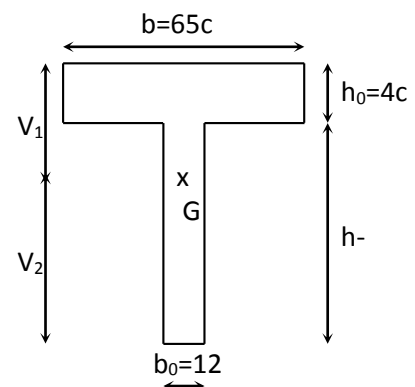
Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.34 = 487.1 \text{cm}^2$$

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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



$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.34 \times 18 = 3455.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3455.8}{487.1} = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.34 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 19985.4 \text{ cm}^4 \quad \rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.34}{12 \times 18} = 0.011$$

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.19 \times 10^3}{0.938 \times 18 \times 2.34} = 106.05 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.50$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 106.05 + 2.1} ; 0 \right) = 0.543$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19985.4}{1 + 1.50 \times 0.543} = 12115.70 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{4.19 \times (3,55)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 12115.70} = 0.40 < \frac{L}{500} = 0.71 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

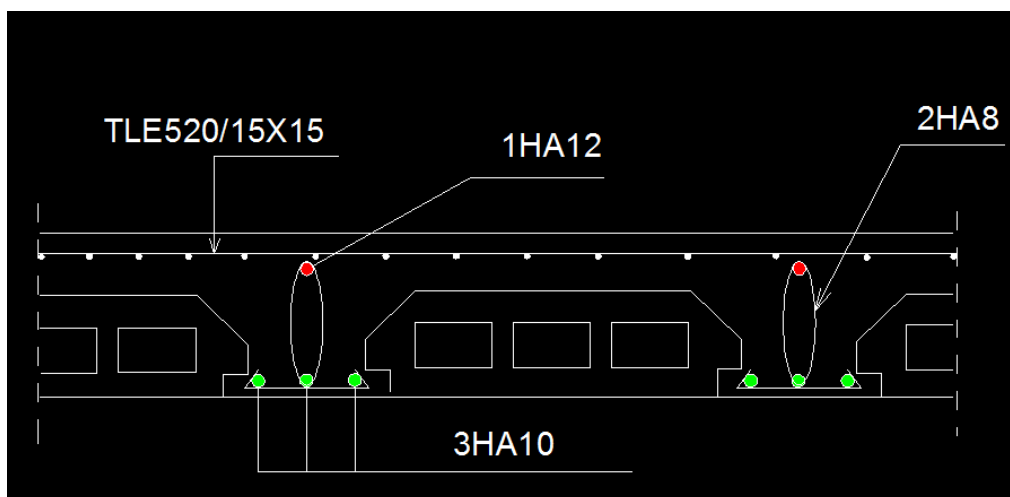


Figure III-14 : Ferrailage du plancher

III.2 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux Pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé a une console encastrée au niveau du Plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q= 1$ [KN/ml]) non pondérée due a l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 [m]de largeur.

III.2.1 Dimensions de l'acrotère :

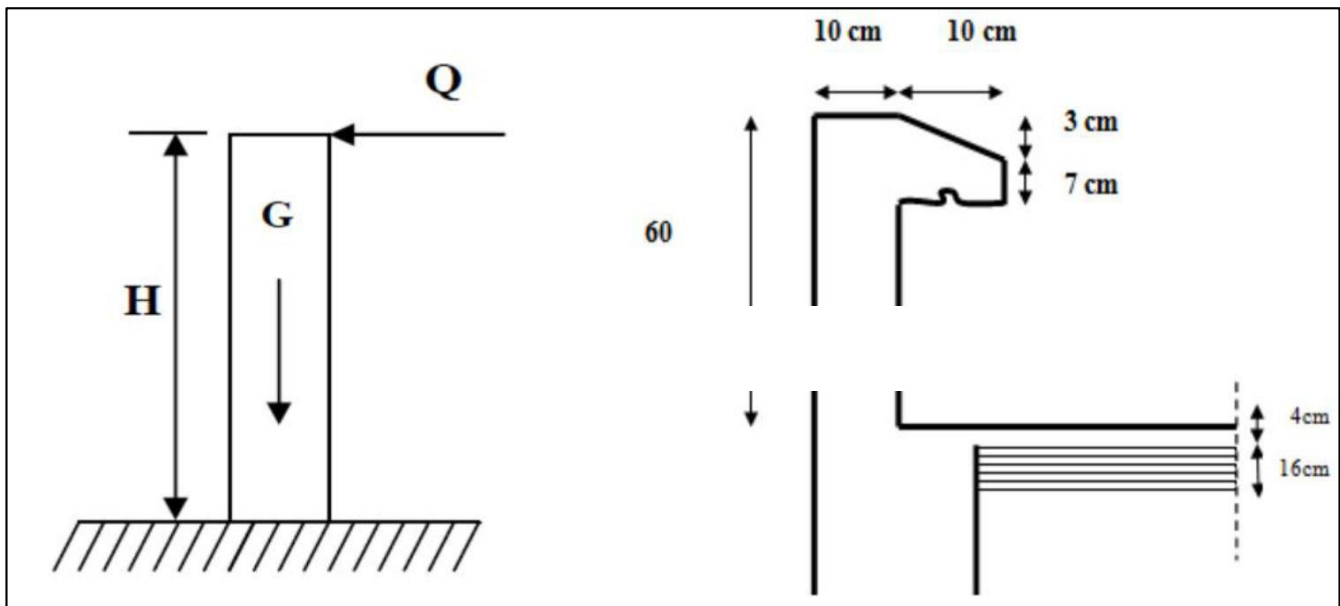


Figure III.2.1: Schéma statique.

Figure III.2. 2: Coupe verticale de l'acrotère.

III.2.2 Détermination des sollicitations :

➤ Le chargement

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \times L$ et $L=1$ ml

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1$$

$$G = 1.725 \text{ KN/m}$$

➤ **Surcharge d'exploitation horizontale**

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- Effort normal due au poids propre :

$$N = G \times 1 = 1.725 \times 1 = 1.725 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- Moment de renversement M du à Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.3 Combinaisons de charge:

➤ **Combinaison de charge à l'ELU (1.35 G + 1.5 Q)**

Effort normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN}$.

Moment de flexion : $M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

➤ **Combinaison de charge à l'ELS (G + Q)**

Effort normal de compression : $N_s = G = 1.725 \text{ KN}$.

Moment de flexion: $M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$

III.2.4 Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ soumise à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u .

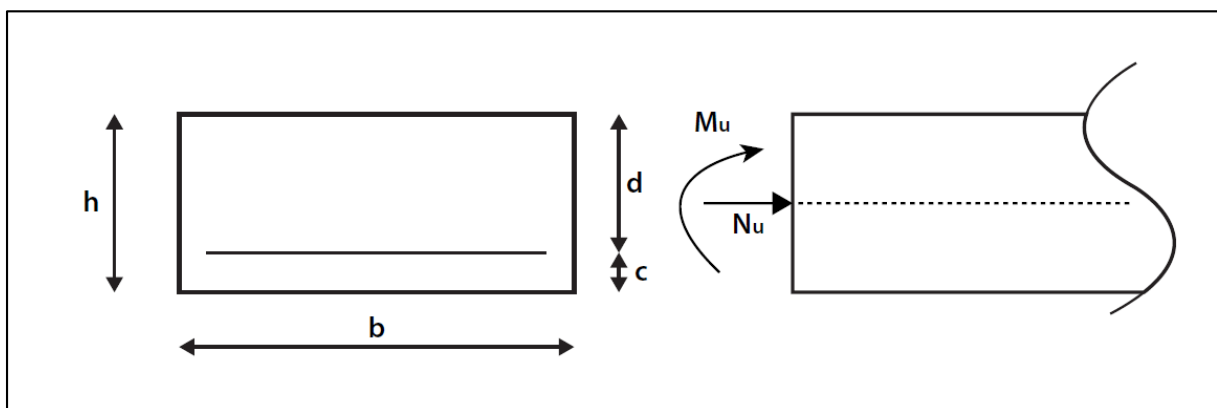


Figure III.2.3 : Section rectangulaire soumise a la flexion composée.

Avec :

$$d = h - c$$

$$d = 8 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 10 \text{ cm}, \quad f_e = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_s = 1,15, \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

A) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

$$a = \left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{0,10}{2}\right) - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

Avec :

a : distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité de la section des armatures tendues.

c : enrobage.

d : distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$e_u > \left(\frac{h}{2}\right) - c \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures \Rightarrow L'effort normal N_u est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis elle se ramène à la flexion composée.

B) Calcul en flexion simple

- Moment fictif

$$M_f = N_u \times e_f \quad e_f = e_u + \left(\frac{h}{2}\right) - c = (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,42 \text{ m.}$$

$$M_f = 2,33 \times 0,42 = 0,97 \text{ KN.m.}$$

- Moment réduit $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$ ($f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$)

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_0 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- **Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 (\sigma_s = 348 \text{ MPa})$$

C) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,33}{34,8} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

$$A_{str} = \mathbf{0,28 \text{ cm}^2}.$$

III.2.5 Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité (BAEL91 mod99/ArtA.4.2.1)**

$$A_{str} \geq A_{min} = \mathbf{0,23bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right)$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,35 \text{ m} = 35,08 \text{ cm}.$$

$$A_{min} = 0,23 \times 8 \times 100 \times \frac{2,1}{400} \times \left(\frac{35,08 - 0,455(8)}{35,08 - 0,185(8)} \right) = 0,903 \text{ cm}^2$$

$A_{str} = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,903 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

Donc : $A = A_{min} = 0,903 \text{ cm}^2$.

Soit : $A = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$.

Avec : un espacement de $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

$$S \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10; 33\text{cm}) = 30\text{cm}.$$

$$15\text{cm} < 30\text{cm} \quad (\mathbf{\text{condition vérifié}})$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$.

Avec : un espacement de $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$.

$$S \leq \min (4h; 45\text{cm}) = \min (4 \times 10; 45\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

$$15\text{cm} < 40\text{cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

c) Vérification au cisaillement (BAEL91 mod99/Art A .5.1.1)

$$\text{On doit avoir : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\text{Avec : } V_u = 1.5Q = 1.5\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas de risque de cisaillement \rightarrow le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 mod99/Art A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifiée : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}.$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 dx \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres. $\sum U_i = n \pi \phi$.

n : Nombre de barres.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.04} = 0.21\text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.21 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad (\text{condition vérifié})$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Longueur de scellement droit (BAEL91 mod99/Art A.6.1.221)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}.$$

$$\phi = 8\text{mm}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,16 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence (**FeE400**) : $L_s = 40 \text{ cm}$.

La longueur d'ancrage d'après l'article (**BAEL91 mod99 /Art A. 6.1.253**).

$$l_c = 0,4l_s$$

$$l_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

III.2.6 Calcul à l'ELS :

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m} ; N_s = 1,725 \text{ KN}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,35 \text{ m} = 35,1 \text{ cm.}$$

a) Vérification des contraintes

Dans l'acier :

On doit vérifier: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$.

✓ La fissuration est préjudiciable. $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$ (**BAEL91 mod99/Art A.4.5.33**).

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

Avec : $\eta = 1,6 \Rightarrow \text{HA.}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \quad ; \quad K_1 = 47,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,92 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa.} < \bar{\sigma} = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_s}{K_1} = \frac{40.55}{47.69} = 0.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b) Vérification au séisme (RPA99 version 2003 / Art A6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (Tab4-1 RPA 99 mod 2003).

Pour la zone II_a : **A = 0.15**

C_p : Facture de force horizontale égale à 0.3.

W_p : Poids de l'acrotère (**W_p = 1.725 KN/ml**)

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.725 = 0.310 < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

- **Armatures principales :** 4HA8, avec : $e = 15\text{cm}$
- **Armatures de répartition :** 4HA8, avec : $e = 15\text{cm}$

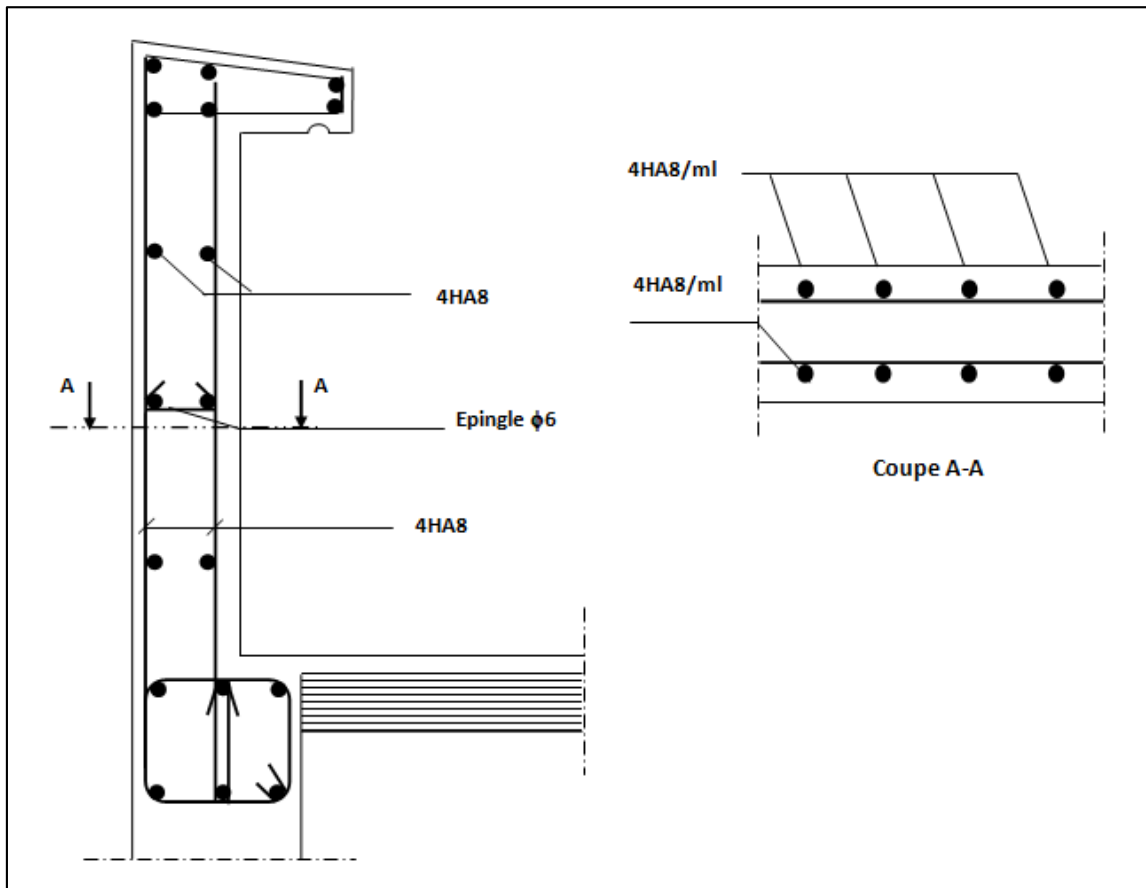


Figure III.2.4: Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III.3 .Calcul du balcon :

Le balcon se calcule comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive, il est constitué d'une dalle pleine, il est soumis à des charges permanentes dues à son poids propre. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

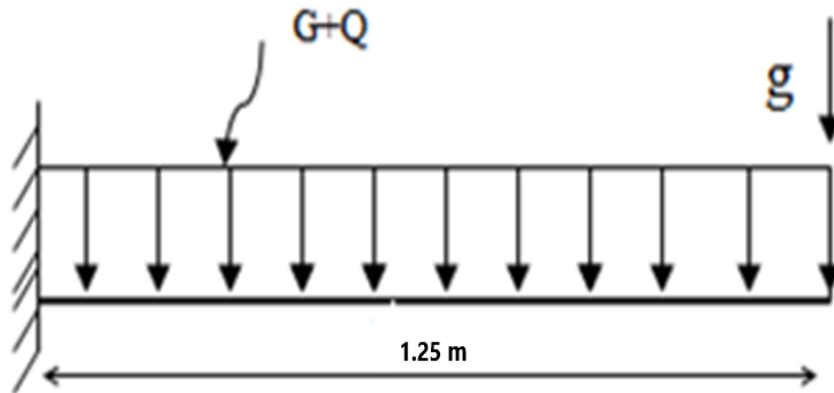


Figure III. 3.1: Schéma statique du balcon

III.3.1 Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit : $e_p = \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12.5 \text{ cm}$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 15 \text{ cm}$

III.3.2 Charges et surcharges du balcon :

A) Les charges permanentes

Charges permanentes	Masse volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
La dalle pleine	25	0.15	3.75
Couche de sable	18	0.02	0.36
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
			G = 5.27 KN/m²

Tableau III.1 : Charges permanentes du balcon

B) Charges concentrées

Charge permanente du garde corps	Masse volumique (KN/m ³)	Épaisseur(m)	G(KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0.1	0.9
Enduit ciment	18	2 x 0.02	0.72
			G =1.62 KN/m²

Tableau III.2 : Charge concentrée sur le balcon dû au poids propre du garde-corps

C) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

III.3.3 Calcul à l'ELU :

A) Combinaisons de charges :

- La dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN/ml}$
- Le garde-corps : $q_{u2} = 1.35G = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$

B) Calcul du moment

$$M_u = \frac{q_{u1} L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{12.36 (1.25)^2}{2} + 2.187 \times 1.25 = 12.39 \text{ KN.m}$$

III.3.4 Calcul à l'ELS

A) Combinaisons de charges

- ❖ La dalle : $q_{s1} = G + Q = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$.
- ❖ Le garde-corps : $q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/ml}$.

B) Calcul du moment

$$M_s = \frac{q_{s1} L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{8.77 \times (1.25)^2}{2} + 1.62 \times 1.25 = 8.87 \text{ KN.m}$$

III.3.5 Ferrailage :

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

A) Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.39 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.20} = 0.052 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

Donc : $A_{sc} = 0$

$$\mu = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.39 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 2.81 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** avec : **S_t = 25 cm**

B) Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

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

C) Calcul de l'effort tranchant

$$V_U = q_{u1} \cdot L + q_{u2} = 12.36 \times 1.25 + 2.187$$

$$V_U = 17.64 \text{ KN}$$

III.3.6 Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2, 1)**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Espacement des barres (BAEL 99 Art A.8.2, 42)**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ (Condition vérifiée)

Armatures répartitions : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

- **Vérification au cisaillement (BAEL99 Art A.5.1.211)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{17.64 \times 10^3}{100 \times 130} = 1.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Pas de risque de cisaillement donc : **les armatures transversales ne sont pas nécessaires**

- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99 Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma_{ui}} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 3,14 \times 5 \times 1 = 15,7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,64 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Pas de risque d'entraînement des barres

- Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 40 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (BAEL99 Art A.6.1, 253) est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

On adopte : $L_a = 20 \text{ cm}$.

III.3.7 Vérification à l'ELS :

- État limite d'ouverture de la fissure (BAEL 99 Art A.4.5,32) :

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- État limite de compression de béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K_1 = 42,47 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{42,47} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.87 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 392} = 190.64 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.023 \times 190.64 = 4.385 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{condition vérifiée})$$

C) Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.6.5 ,1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_u} \rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{8.87}{10(12.39)} = 0.0715 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.0030 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Conclusion

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

III.4 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes et des charges vers les différents étages d'un immeuble ; il est souvent muni d'un dispositif de sécurité. Il est constitué essentiellement des éléments suivants :

La cabine : c'est la partie destinée au transport des usagers.

- **Les câbles** : La cabine et le contrepoids sont suspendus par des câbles mus par le treuil
- **Le contrepoids** : c'est la masse qui contrebalance le poids de la cabine et une partie de la charge
- **Le treuil** : c'est l'organe qui constitue le système d'entraînement et qui comprend un moteur électrique, un système de freinage et un régulateur de vitesse.
- **L'étrier** : c'est un cadre métallique dans lequel est fixée la cabine. Il est attaché aux organes de suspension et guidé au moyen de coulisseaux.
- **Le parachute** : organe fixé à l'étrier qui permet, en cas de rupture de la suspension ou de vitesse excessive, de bloquer la cabine.
- **La gaine** : espace clos où se déplace la cabine et le contrepoids.

-Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine appuyée sur ses quatre cotés de 20[cm] d'épaisseur et qui se caractérise par :

- La surface de la cabine est de 5,4[m²] (2x2, 7)
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de
- $Q = 9$ [tonnes].
- Vitesse d'entraînement $V = 1$ [m/s].

a) L'épaisseur de la dalle :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.7} = 0.74$$

$$0.4 < \rho = 0.74 < 1$$

→ Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{200}{30} = 6.66 \text{ cm}$$

NB :

Le RPA99 version 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$

On adopte une hauteur :

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

a) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion)

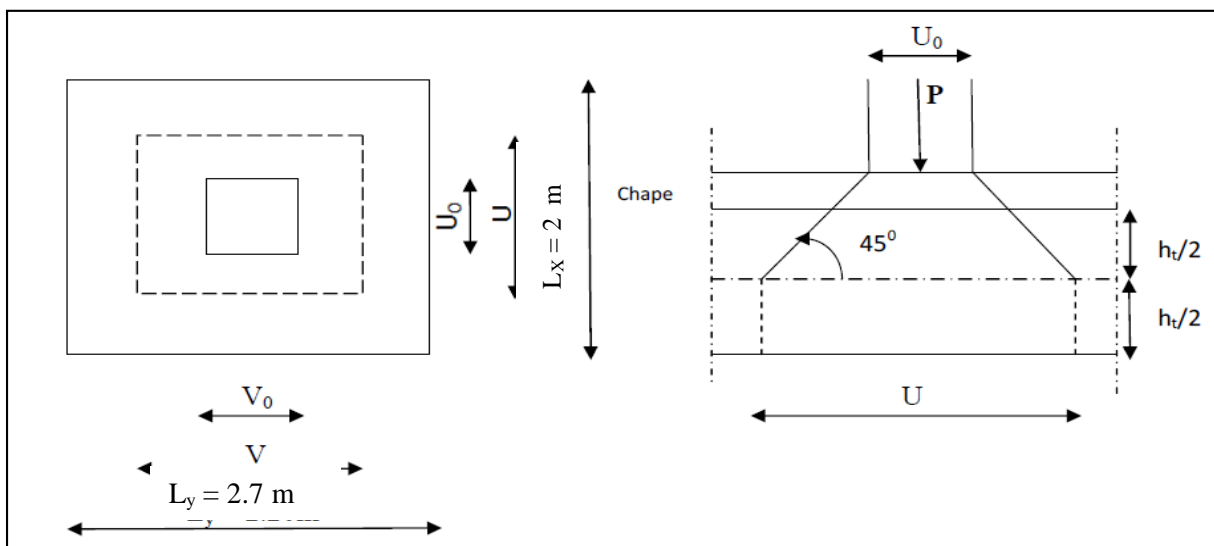


Figure III.4.1: Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine

$$U = U_0 + 2 e \cdot \xi + h_0$$

$$V = V_0 + 2 e \cdot \xi + h_0$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement (**e** = 5 cm)

h₀ : hauteur de la dalle (**h₀** = 15 cm)

ξ = 1 : Revêtement aussi solide que le béton .

U₀ = **V₀** = **80 cm** (coté du rectangle dans laquelle **q** est concentrée).

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

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

c) Calcul des efforts

➤ Les moments M_{x1} , M_{y1} dû au système de levage :

$$M_X = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_Y = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec :

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

On aura :

$$\left. \begin{aligned} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{200}{270} = 0.74 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{200} = 0.525 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{270} = 0.388 \end{aligned} \right\} \rightarrow M_1 = 0.112 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.091$$

- A l'ELU:

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1.5 P = 1.5 \times 90 = 135 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 135 \times 0.112 = 15.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 135 \times 0.091 = 12.28 \text{ KN.m}$$

d) Les moments dû aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} et M_{y2})

$$\mu_x = 0.0634$$

$$\mu_y = 0.494$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

Poids de la dalle:

$$G = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0634 \times 6.56 \times (2)^2 = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.494 \times 1.66 = 0.82 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.12 + 1.66 = 16.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.28 + 0.82 = 13.1 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Moment en travée : $M_t = 0,85 M$.**

$$M_{xt} = 0,85 M_x = 14,26 \text{ kn .m .}$$

$$M_{yt} = 0,85 M_y = 11.14 \text{ kn .m .}$$

- **Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.**

$$M_{xa} = -0,3 M_x = -5,034 \text{ kn .m .}$$

$$M_{ya} = -0,3 M_y = -3.93 \text{ kn .m .}$$

III.4.1 Ferrailage:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

- **Aux appuis :**

-Sens X-X :

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.034 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.034 \cdot 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**

Avec : **S_t = 25 cm**

-Sens Y-Y :

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.93 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_{y_a}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.93 \cdot 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**
 Avec : **S_t = 25 cm**

- En travée
- Dans le sens de la petite portée X-X

$$\mu_b = \frac{M_{x_t}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.26 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_{x_t}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.26 \cdot 10^3}{0.972 \times 13 \times 348} = 3.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²**
 Avec : **S_t = 25 cm**

- Dans le sens de la grande portée Y-Y

$$\mu_b = \frac{M_{y_t}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11.14 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_{y_t}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.14 \cdot 10^3}{0.976 \times 13 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²**
 Avec : **S_t = 25 cm**

III.4.2 Vérification à L'ELU :

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

$$\rho_x = \frac{A_{St}}{b \times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{ST} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction : $\rho_0 = 0.80 \%$

$$A_{ST} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{200}{270}\right) = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.36 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

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

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm .

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30\text{cm}, 25\text{cm}) \quad (\text{condition vérifiée})$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm .

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm}, 33\text{cm}) \quad (\text{condition vérifiée})$$

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

$$q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.20\text{m}$$

$$Q = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.5 \times 90 = 135 \text{ KN} < Q = 472.5 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d) Vérification des contraintes tangentielles

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On a :

$$U = V$$

Alors :

- Au milieu de U

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Avec :

$$P = 1.35 G = 121.5 \text{ KN}$$

- **Au milieu de V**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 57.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{57.86 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.445 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

e). Rapport minimale des aciers en travées :

$$A_y \geq AX/4$$

$$AX/4 = 2.93/4 = 0.732 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_y = 2.27 \text{ [cm}^2\text{]} > 0.732 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.2 Vérification à l'ELS :

- **Moments engendrés par le système de levage**

$$M_1 = 0.112 \text{ et } M_2 = 0.091$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_s$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = 90(0.112 + 0.2 \times 0.091) = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.091 + 0.2 \times 0.112) = 10.21 \text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle**

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15) + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0696 \\ \mu_y = 0.632 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0696 \times 4.75 \times (2)^2 = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x1} = 0.632 \times 1.32 = 0.83 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.72 + 1.32 = 13.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.21 + 0.83 = 11.04 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

$$- \text{ Sens x-x : } \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0.3M_x = 3.91 \text{ kn} \\ M_x^t = 0.85M_x = 11.08 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$- \text{ Sens y-y: } \left\{ \begin{array}{l} M_y^a = 0.3M_y = 3.31 \text{ kn} \\ M_y^t = 0.85M_y = 9.38 \text{ kn} \end{array} \right.$$

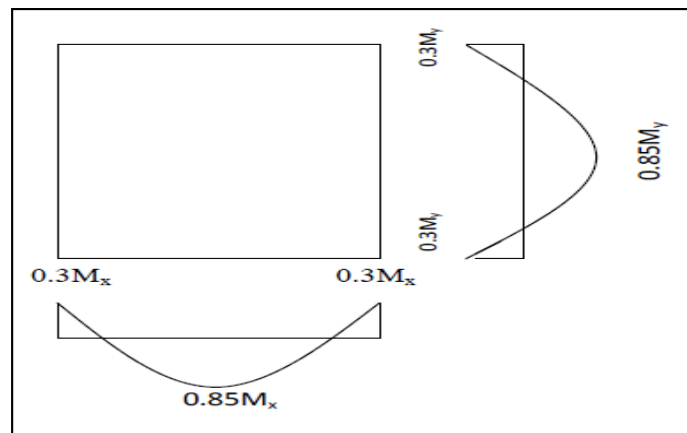


Figure III.4.2: correction des moments aux appuis et en travée

a) **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

- **Aux appuis :**

- Sens X-X :

$$M_a^x = 3.91 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15$$

$$\rightarrow k_1 = 63.12 \text{ et } \beta_1 = 0.936$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.91 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 159.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{159.87}{63.12} = 2.53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **En travée**

- **Sens X-X**

$$M_t = 11.08 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245$$

$$\rightarrow k = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{11.08 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 294.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{294.72}{48.29} = 6.10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Sens Y-Y :**

- **En travée :**

$$M_t = 9.38 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rightarrow k = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.38 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 249.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{249.49}{48.29} = 5.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

b) Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx)

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction de l_x pour une largeur de bande de 1m

A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur

b : Largeur de la bande égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{200} = 0.075 \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} = \frac{11.08}{20 \times 13.04} = 0.042 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

d) Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

Conclusion

Les armatures calculées a l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit

En travée : **4HA10** (3.14 cm^2) Sens y-y
5HA10 (3.92 cm^2) Sens x-x
Aux appuis : **4HA8** (2.01 cm^2) Dans les deux sens (x-x et y-y)

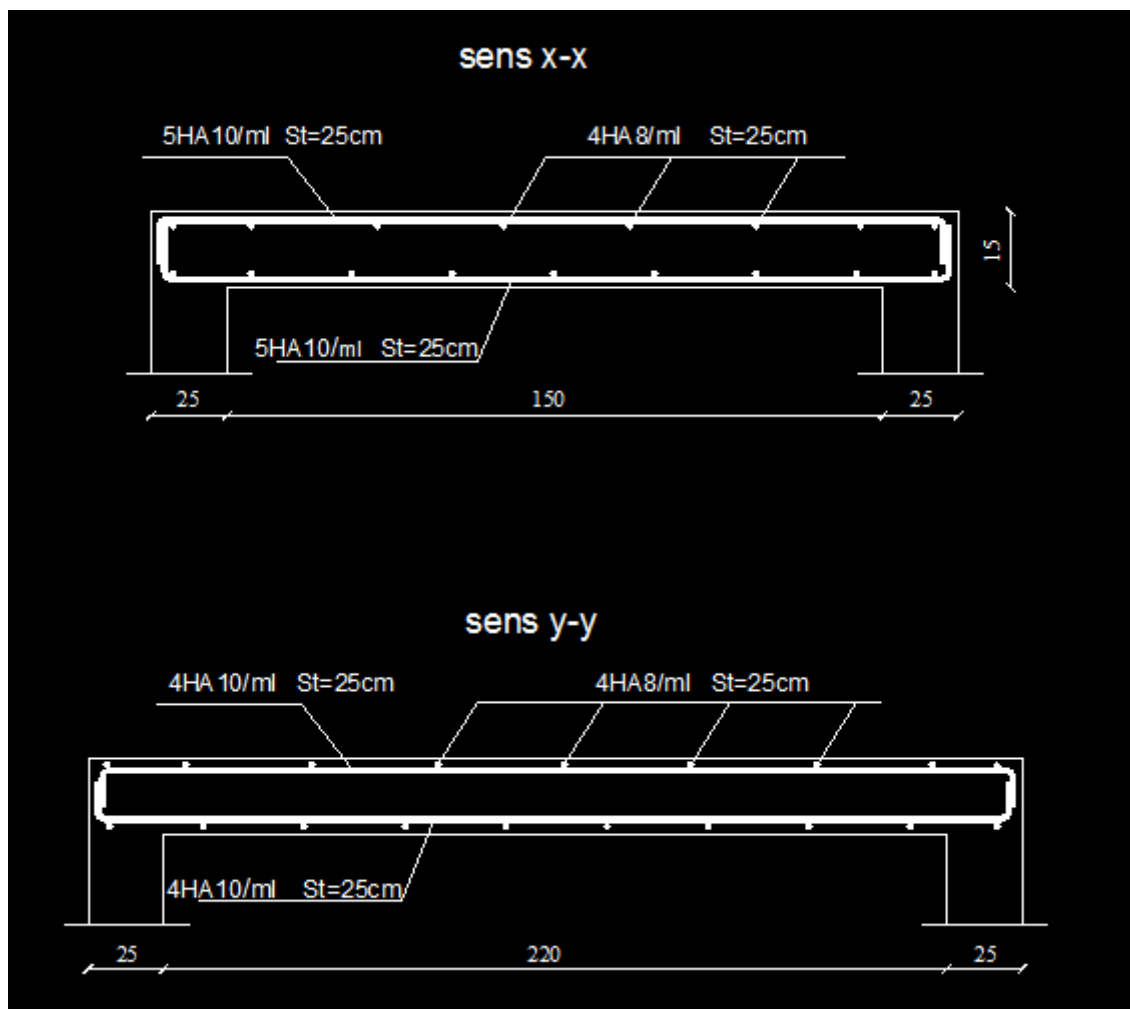


Figure III.4.3: Ferrailage de la dalle salle machine.

III.5 Escaliers :

III.5.1 Définition

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre.

L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

- **La marche** : la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche (h)** : la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.
- **Une volée** : l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs
- **Un palier** : la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La pailasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- Dans notre cas les escaliers du RDC comportent deux volées différentes, et les étages courants sont composés de deux volées identiques. Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

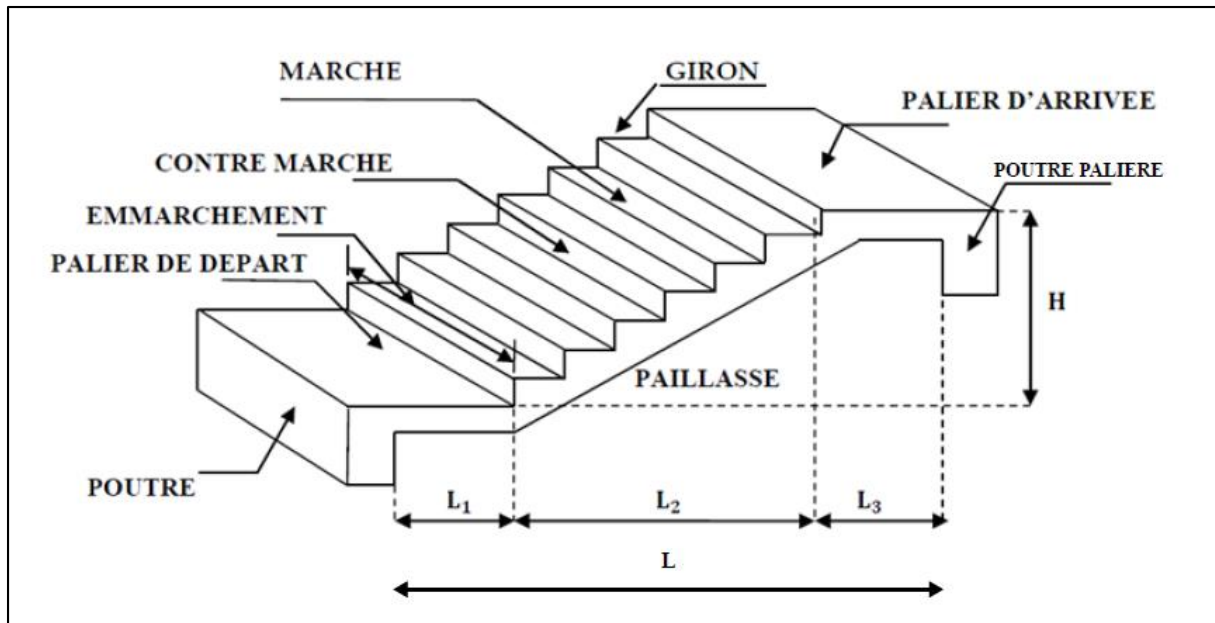


Figure III.5.1: Schéma d'escalier

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et du palier.

H : hauteur d'une volée.

L₂ : portée projetée de la paillasse.

L₁ : largeur du palier.

L : somme de la longueur de la paillasse et du palier.

III-5-2 Calcul de l'escalier de l'étage courant :

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

- **Pré dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

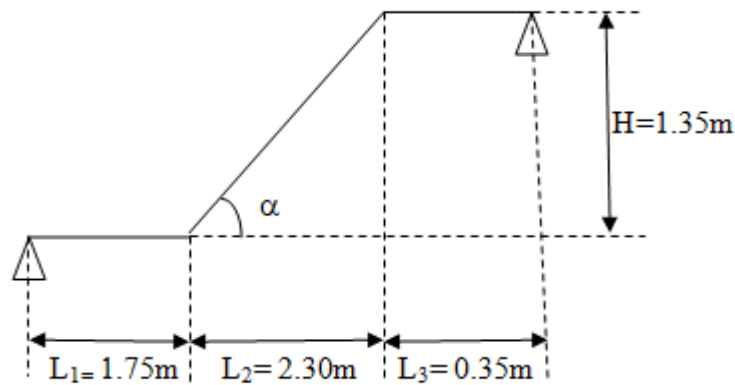


Figure III.5.2: Schéma statique de la volée.

A - Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17cm

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

B - Calcul du nombre de marches :

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

C - Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

D - Calcul du giron :

$$g = L_2/n - 1 = 230/8 = 28.8 \text{ cm.}$$

D'après la loi de BLONDEL $27\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm}$

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

E - Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a $h = 17$ cm

Les relations de BLONDEL sont vérifiées

➤ **Dimension de la paille**

L'épaisseur de la paille (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur du palier et de la paille

➤ **Angle d'inclinaison**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.30} = 0.665$$

$$\alpha = 33.62^\circ$$

$$l = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.30}{\cos 33.62} = 2.76 \text{ m}$$

l : la longueur inclinée du paille

➤ **Longueur réelle de la paille**

• **Volée**

$$L_0 = L_1 + l$$

$$L_0 = 1.75 + 2.76 = 4.51 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\frac{4.51}{30} \leq e_p \leq \frac{4.51}{20}$$

$$15.03 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.55 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de : $e_p = 20$ cm

A) Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes

- Palier

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
5	Enduit de ciment	2	10	0.2
6	Dalle en béton	20	25	5
G totale				6.36

Tableau III.3: Charge permanente du palier

- Paillasse

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
5	Enduit de ciment	2	10	0.2
6	Marches	17	25	2.125
7	Paillasse	20	25	6
8	Garde corps	/	/	0.2
G totale				9.685

Tableau III.4 : charge permanente de la volée

➤ Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

B) Combinaisons de charge et surcharge

- à ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

- La paillasse :

$$q_{1u} = (1.35 \times 9.685 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.82 \text{ KN/ml}$$

- le palier :

$$q_{2u} = (1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.336 \text{ KN/ml}$$

- à ELS :

$$q_s = G+Q$$

- La paillasse :

$$q_{1s} = (9.685 + 2.5) \times 1 = 12.185 \text{ KN/ml}$$

- le palier :

$$q_{2s} = (6.36 + 2.5) \times 1 = 8.86 \text{ KN/ml}$$

C) 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

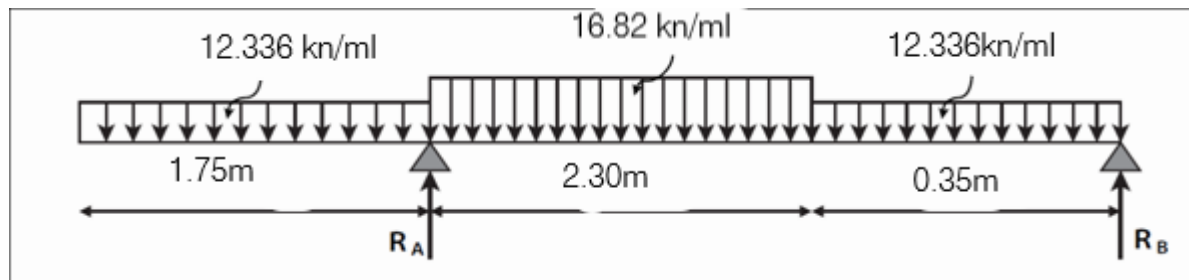


Figure III-5.3 : Schéma statique à ELU.

- Les réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$((- 12.336) \times 1.75) + R_A - (16.82 \times 2.30) - (12.336 \times 0.35) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (16.82 \times 2.30) + (12.336 \times 0.35) + (12.336 \times 1.75)$$

$$R_A + R_B = 64.592 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \times 2.65 - [(12.336 \times 0.35) \times 0.175] - [(16.82 \times 2.30) \times 1.15] - [(12.336 \times 1.75) \times 0.875] = 0$$

$$R_B = 24.20 \text{ KN}$$

$$R_A = 64.592 - R_B$$

$$R_A = 40.392 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T _y (KN)
	$0 \leq x \leq 1.75$	$-12.336x$	0	0
			1.75	- 21.588
	$1.75 \leq x \leq 4.05$	$-16.82x + 40.392$	1.75	10.957
			4.05	-27.73
	$0 \leq x \leq 0.35$	$-12.336x + 24.20$	0	24.20
			0.35	19.88

Tableau III.5: les efforts tranchants à l'ELU

- Moments fléchissant

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M _z (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.75$	$-6.168 x^2$	0	0
			1.75	-18.889
	$1.75 \leq x \leq 4.05$	$-8.41x^2 + 18.804x + 18.89$	1.75	26.04
			4.05	- 42.89
	$0 \leq x \leq 0.35$	$- 6.168 x^2 + 24.20x$	0	0
			0.35	7.71

Tableau III.6 : les moments fléchissant à l'ELU

- Moments maximum

Schéma	Tronçon (m)	$\frac{dM}{dx} = 0$	x (m)	M_z^{\max} (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.75$	$- 12.336x = 0$	0	0
	$1.75 \leq x \leq 4.05$	$- 16.82x + 40.392 = 0$	2.4	- 4.075
	$0 \leq x \leq 0.35$	$12.336x - 24.20 = 0$	1.96	-19.88

Tableau III.7 : les moments maximum à l'ELU

On a le moment max c'est : $M_z^{\max} = 19.88 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Moment aux appuis :** $M_a = - 0.3 M_z^{\max} = - 0.3 \times 19.88 = -5.96 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 19.88 = 16.89 \text{ KN.m}$

D) Diagramme des efforts internes

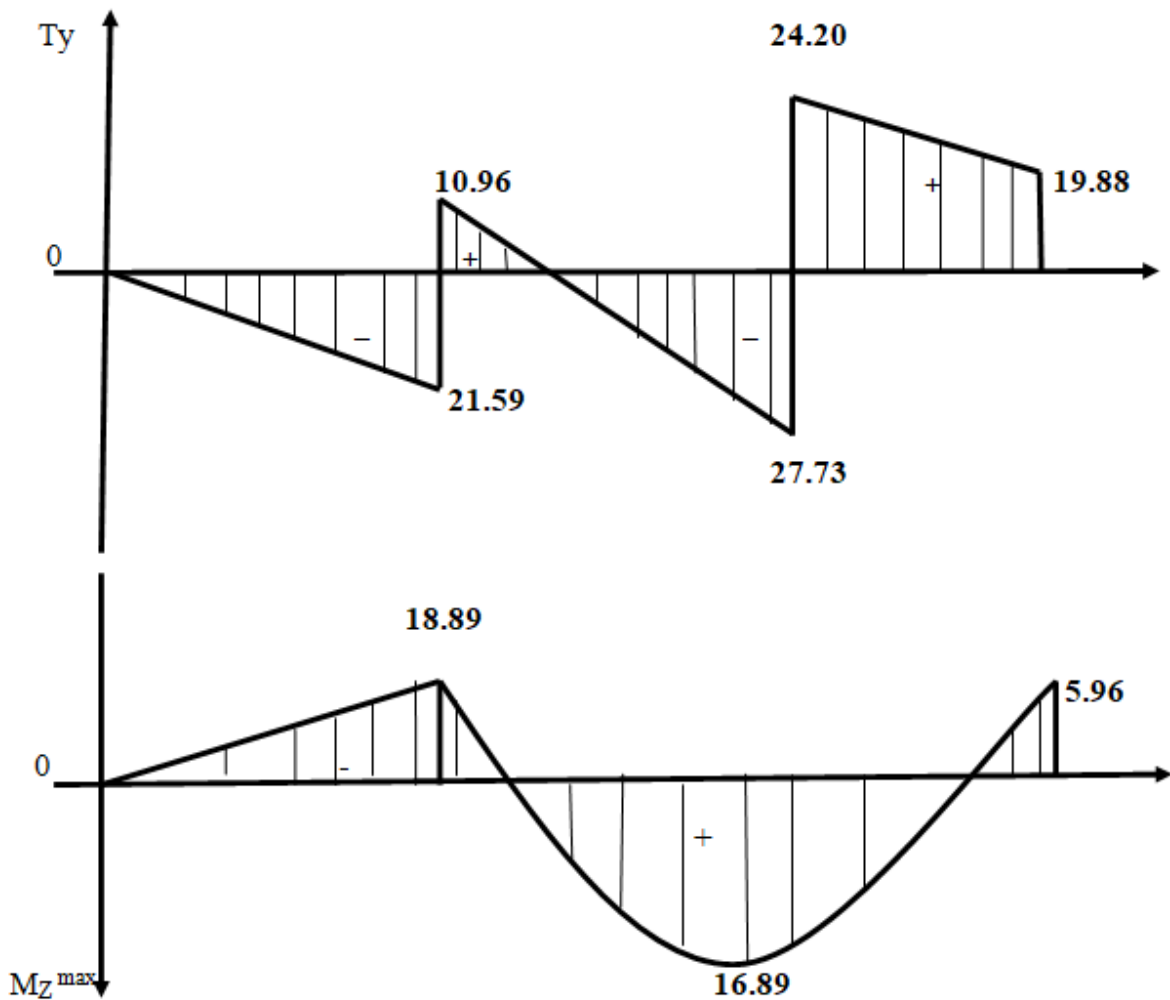
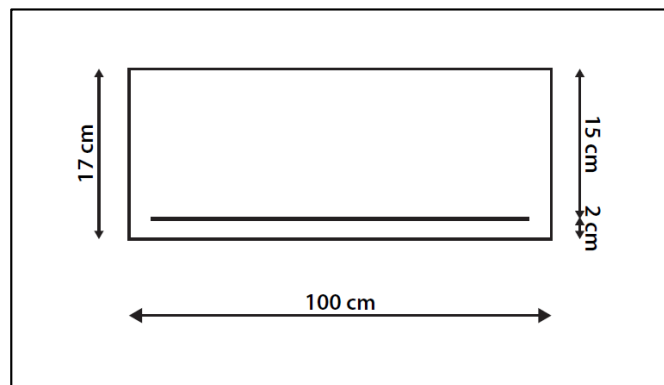


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

E) 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

$$M_{uap} = 18.89 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{18.89 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.060 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18.89 \times 10^3}{0.969 \times 15 \times 348} = 3.73 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA10 = 4.71 cm²** avec : **St = 25 cm**

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.73}{4} = 0.93 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4 HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25 cm**

➤ En travée

$$M_{ut} = 16.89 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{16.89 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{16.89 \times 10^3}{0.973 \times 15 \times 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3.92 cm²** avec **St = 25cm**

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.32}{4} = 0.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25 cm**

F) LES Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres

- **Armatures principales**

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

- **Appui :** $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- **Travée :** $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

- **Armatures de réparation**

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

- Appui :** $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- Travée :** $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

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

- **En travées**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bdf_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Aux appuis**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bdf_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

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

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{27.73 \times 10^3}{100 \times 150} = 1.84 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$1.84 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{Condition vérifiée})$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

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

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b.a. \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 900 \text{ KN}$$

$$T_u = 27.73 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{ap}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$(27.73 + \frac{18.89}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400} = 0.109 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.109 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.73 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 Art A6.1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau}_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\overline{\tau}_{se} = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Les règles de BAEL91 modifiées 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$$

Soit :

$$L_a = 15 \text{ cm}$$

G) Calcul des efforts internes à l'ELS

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

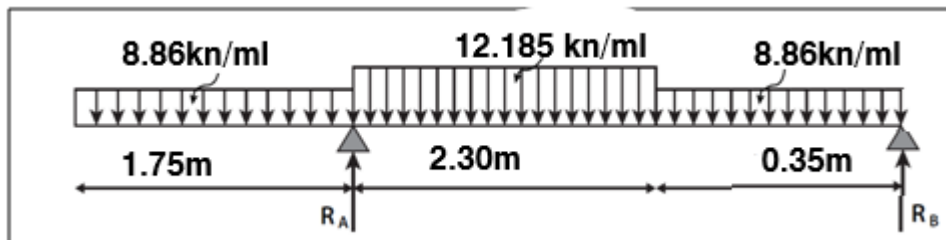


Figure III.5.5 : Schéma statique à l'ELS

• Les réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$((- 8.86) \times 1.75) + R_A - (12.185 \times 2.30) - (8.86 \times 0.35) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (12.185 \times 2.30) + (8.86 \times 0.35) + (8.86 \times 1.75)$$

$$R_A + R_B = 46.632 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \times 2.65 - [(8.86 \times 0.35) \times 2.475] - [(12.185 \times 2.30) \times 1.15] - [(8.86 \times 1.75) \times 0.875] = 0$$

$$R_B = 20.178 \text{ KN}$$

$$R_A = 46.632 - R_B$$

$$R_A = 26.454 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

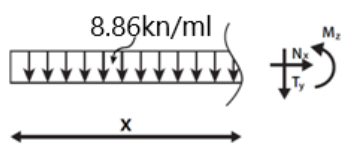
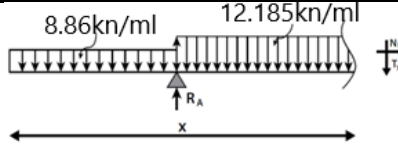
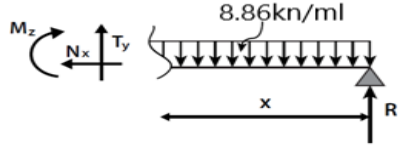
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T _y (KN)
	$0 \leq x \leq 1.75$	$-8.86x$	0	0
			1.75	-15.51
	$1.75 \leq x \leq 4.05$	$-12.185x + 26.454$	1.75	5.13
			4.05	-22.89
	$0 \leq x \leq 0.35$	$8.86x - 20.178$	0	-20.178
			0.35	-17.08

Tableau III.8: les efforts tranchants à l'ELS

- Moments fléchissant

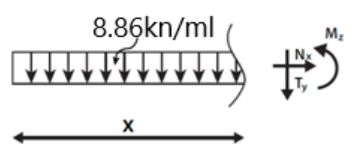
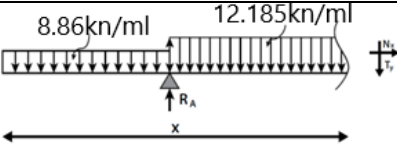
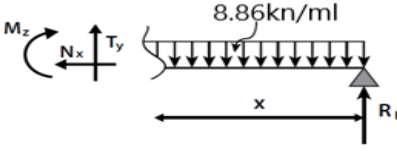
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M _z (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.75$	$-4.43x^2$	0	0
			1.75	-13.57
	$1.75 \leq x \leq 4.05$	$-6.093x^2 + 10.949x - 32.73$	1.75	-32.23
			4.05	-88.32
	$0 \leq x \leq 0.35$	$-4.43x^2 + 20.178x$	0	0
			0.35	6.52

Tableau III.9 : les moments fléchissant à l'ELS

Moments maximum

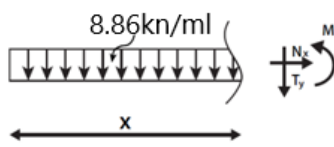
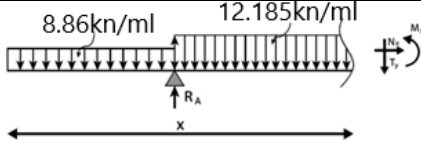
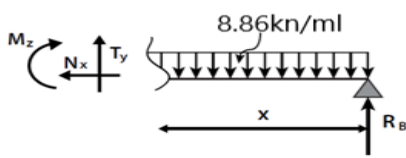
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{dM}{dx} = 0$	x (m)	M_z^{\max} (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.75$	$- 8.86x = 0$	0	0
	$1.75 \leq x \leq 4.05$	$- 12.185x + 26.454 = 0$	2.2	5.13
	$0 \leq x \leq 0.35$	$- 8.86x + 20.178 = 0$	2.3	17.07

Tableau III.10 : les moments maximum à l'ELS

On a le moment max c'est : $M_z^{\max} = 17.07$ KN.m

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Moment aux appuis :** $M_a = - 0.3 M_z^{\max} = - 0.3 \times 17.07 = -5.121$ KN.m
- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 17.07 = 14.51$ KN.m

H) Vérifications à ELS

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier que :

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

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

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

avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 15} = 0.260$$

$$\rho_1 = 0.260 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \rightarrow k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.07 \times 10^3}{0.919 \times 15 \times 3.92} = 315.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{315.89}{46.73} = 6.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 15} = 0.316$$

$$\rho_1 = 0.316 \rightarrow \beta_1 = 0.912 \rightarrow k_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.57 \times 10^3}{0.912 \times 15 \times 4.71} = 210.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{210.61}{41.82} = 5.036 \text{ MPa} =$$

$$\sigma_{bc} = 5.036 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Conclusion

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

➤ Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

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

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

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

A : Section d'armature en travée

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

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment max isostatique

Vérification

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{355} = 0.056 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

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 :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

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

Avec :

I : moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 3.92 \times 15}{100 \times 20 + 15 \times 3.92} = 9.74 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 20 - 9.74 = 10.26 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 10.26 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (9.74^3 + 10.26^3) + 15 \times 3.92 \times (10.26 - 2)^2 = 70813.65 \text{ cm}^4$$

$$I = 70813.65 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.185 \times (3.55)^4 \times 10^6}{10818.87 \times 70813.65} = 0.033 \text{ cm} = 0.057 \text{ cm}$$

$$f = 0.033 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \quad \text{(La flèche est vérifiée)}$$

L'escalier sera ferraillé comme suit :

- Aux appuis
 - Armature principale : $A_p = 6HA10$ avec un espacement de $e = 20$ cm
 - Armature répartition : $A_r = 4HA8$ avec un espacement de $e = 25$ cm
- En travées
 - Armature principale : $A_p = 5HA10$ avec un espacement de $e = 20$ cm
 - Armature répartition : $A_r = 4HA8$ avec un espacement de $e = 25$ cm

III.5.2 Calcul de l'escalier du RDC :

Notre RDC comporte deux volées différentes, donc le calcul se fera pour les deux volées.

❖ **Volée 1 :** ($H=1,06$ m)

.1. Dimensionnement :

On prend la hauteur des contre marches $h = 17$ cm

- Le nombre de contre marche (n) : $n = \frac{106}{17} = 6$ contre marche
- Le nombre de marches (m) : $m = n - 1 = 5$ marches
- le giron $g = 28$ cm

Vérification de la loi de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g+2 h \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow 60 \text{ cm} \leq 28+2 \times 17 = 62 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ Dimension de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur du palier et de la paillasse

➤ Angle d'inclinaison

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.06}{1.40} = 0.757 \quad \alpha = 37.13^\circ$$

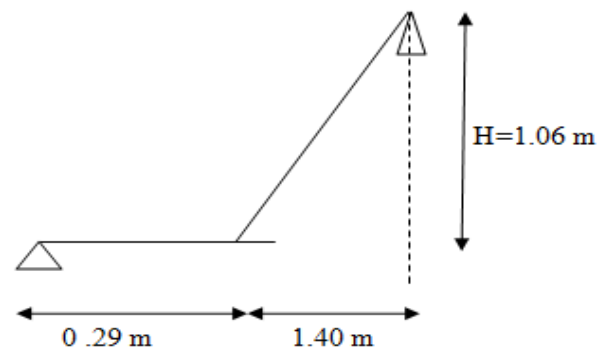


Figure III.5.6 Schéma statique de la volée 1.

$$l = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{1.40}{\cos 37.13} = 1.75 \text{ m}$$

l : la longueur inclinée du paillasse

- **Longueur réelle de la paillasse**
- **Volée**

$$L_0 = L_1 + l$$

$$L_0 = 0.29 + 1.75 = 2.04 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\frac{204}{30} \leq e_p \leq \frac{204}{20}$$

$$6.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 10.2 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de : $e_p = 10 \text{ cm}$

2. Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes**
- **Palier**

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
5	Enduit de ciment	2	10	0.2
6	Dalle en béton	10	25	2.5
G totale				3.86

Tableau III.11: Charge permanente du palier

Paillasse

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
5	Enduit de ciment	2	10	0.2
6	Marches	17	25	2.125
7	Paillasse	10	25	2.5
8	Garde corps	/	/	0.2
G totale				6.19

Tableau III.12 : charge permanente de la volée

➤ Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

3. Combinaisons de charge et surcharge

- à ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

- La paillasse :

$$q_{1u} = (1.35 \times 6.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.11 \text{ KN/ml}$$

- le palier :

$$q_{2u} = (1.35 \times 3.86 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 8.96 \text{ KN/ml}$$

- à ELS :

$$q_s = G + Q$$

- La paillasse : $q_{1s} = (6.19 + 2.5) \times 1 = 8.69 \text{ KN/ml}$

- le palier :

$$q_{2s} = (3.86 + 2.5) \times 1 = 6.36 \text{ KN/ml}$$

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

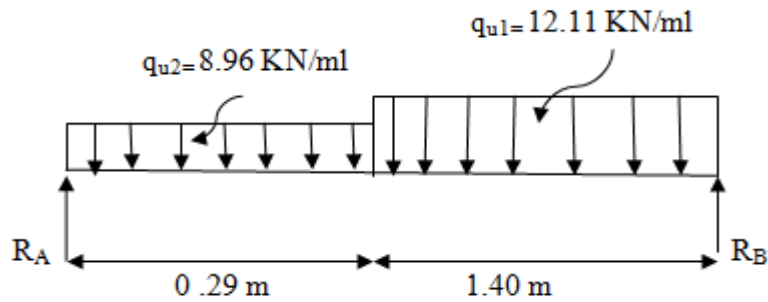


Figure III.5.7 : diagramme des efforts à l'ELU

• Les réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$(- 12.11 \times 1.40) + R_B - (8.96 \times 0.29) + R_A = 0$$

$$R_A + R_B = (16.82 \times 2.30) + (12.336 \times 0.35) + (12.336 \times 1.75)$$

$$R_A + R_B = 19.55 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \times 1.69 - [(12.11 \times 1.40) \times 0.7] - [(8.96 \times 0.29) \times 0.145] = 0$$

$$R_B = 7.25 \text{ KN}$$

$$R_A = 19.55 - R_B$$

$$R_A = 12.3 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T _y (KN)
	0 ≤ x ≤ 0.29	-8.86x + 12.3	0	12.3
			0.29	9.73
	0 ≤ x ≤ 1.40	12.11x - 7.25	0	-7.25
			1.4	9.7

Tableau III.13 : les efforts tranchants à l'ELU

- Moments fléchissant

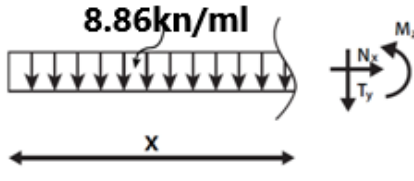
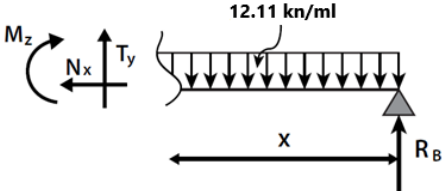
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M _z (KN.m)
	0 ≤ x ≤ 0.29	-4.43x ² + 12.3x	0	0
			0.29	3.19
	0 ≤ x ≤ 1.40	-6.055x ² + 7.25x	0	0
			1.4	-1.72

Tableau III.14: les moments fléchissant à l'ELU

- Moments maximum

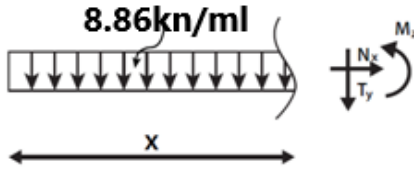
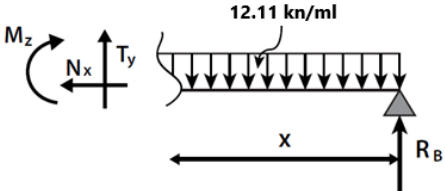
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{dM}{dx} = 0$	x (m)	M _z ^{max} (KN.m)
	0 ≤ x ≤ 0.29	- 8.86x + 12.3 = 0	1.38	8.54
			0.59	2.17
	0 ≤ x ≤ 1.40	- 12.11x + 7.25 = 0	0.59	2.17
			0.59	2.17

Tableau III.15 : les moments maximum à l'ELU

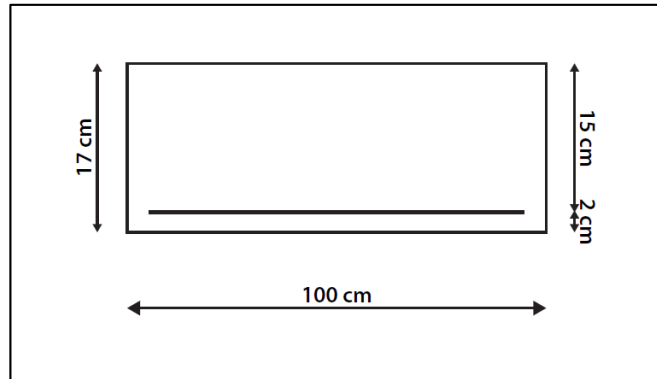
On a le moment max c'est : M_z^{max} = 8.54 KN.m

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Moment aux appuis :** M_a = - 0.3 M_z^{max} = - 0.3 x 8.54 = -25.62 KN.m
- **Moment en travée :** M_t = 0.85 M_z^{max} = 0.85 x 8.54 = 7.259 KN.m

A) 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.



➤ **Aux appuis :** $M_{uap} = 25.62 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.62 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.08 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.62 \times 10^3}{0.958 \times 15 \times 348} = 5.12 \text{ cm}^2$$

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

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.12}{4} = 1.28 \text{ cm}^2$$

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

➤ **En travée :** $M_{ut} = 7.259 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.259 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.022 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.259 \times 10^3}{0.989 \times 15 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **St = 20 cm**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25 cm**

B) Vérifications à l'ELU :

g) Réparation des barres

- **Armatures principales**

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

Appui : $S_t = 20 \leq 33 \text{ cm}$ **(condition vérifiée)**

Travée : $S_t = 20 \leq 33 \text{ cm}$ **(condition vérifiée)**

- **Armatures de répartition**

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

▪ **Appui :** $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$ **(condition vérifiée)**

▪ **Travée :** $S_t = 25 \leq 45 \text{ cm}$ **(condition vérifiée)**

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

- **En travées**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$ **(condition vérifiée)**

- **Aux appuis**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$ **(condition vérifiée)**

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

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{12.3 \times 10^3}{150 \times 10^3} = 0.082 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.082 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{Condition vérifiée})$$

j) Influence de l'effort tranchant aux appuis

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

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b.a. \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 900$$

$$T_u = 12.3 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{ap}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$\left(12.3 + \frac{25.62}{0.9 \times 15} \right) \frac{1.5}{400} = 0.053$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 0.053 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.3 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 0.483 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.483 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

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

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm}$$

soit :

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

C) Calcul des efforts internes à l'ELS

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

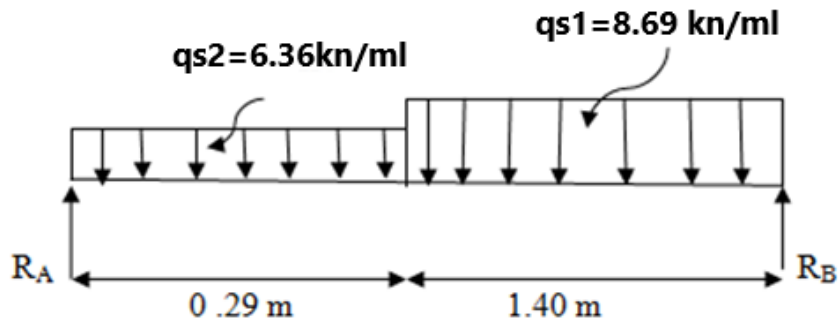


Figure III.5.8 : diagramme des efforts à l'ELS

• Les réactions d'appuis

$$\begin{aligned} \Sigma F/y &= 0 \\ R_A - (6.36 \times 0.29) - (8.69 \times 1.40) + R_B &= 0 \\ R_A + R_B &= (6.36 \times 0.29) + (8.69 \times 1.40) \\ R_A + R_B &= 14.01 \text{ KN/ml} \\ \Sigma M/A &= 0 \\ R_B \times 1.69 - [(8.69 \times 1.40) \times 0.99] - [(6.36 \times 0.29) \times 0.145] &= 0 \\ R_B &= 12.31 \text{ KN} \\ R_A &= 14.01 - R_B \\ R_A &= 1.7 \text{ KN} \end{aligned}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T _y (KN)
	$0 \leq x \leq 0.29$	$-6.36x + 1.7$	0	1.7
			0.29	-0.144
	$0 \leq x \leq 1.40$	$-8.69x + 12.31$	0	12.31
			1.4	0.144

Tableau III.16 : les efforts tranchants à l'ELS

- Moments fléchissant

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M _z (KN.m)
	0 ≤ x ≤ 0.29	-3.18x ² + 1.7x	0	0
			0.29	0.23
	0 ≤ x ≤ 1.40	-4.345x ² + 12.31x	0	0
			1.4	8.72

Tableau III.17 : les moments fléchissant à l'ELS

Moments maximum

Schéma	Tronçon (m)	$\frac{dM}{dx} = 0$	x (m)	M _z ^{max} (KN.m)
	0 ≤ x ≤ 0.29	-6.36x + 1.7 = 0	0.27	0.227
	0 ≤ x ≤ 1.40	-8.69x + 12.31 = 0	1.42	8.72

Tableau III.18 : les moments maximum à l'ELS

On a le moment max c'est : $M_z^{\max} = 8.72 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Moment aux appuis :** $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 8.72 = -2.62 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 8.72 = 7.41 \text{ KN.m}$

D) Vérifications à ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 0.6 \times 21 = 15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 15} = 0.211$$

$$\rho_1 = 0.211 \rightarrow \beta_1 = 0.926 \rightarrow k_1 = 52.57$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.72 \times 10^3}{0.926 \times 15 \times 3.14} = 199.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{199.93}{52.57} = 3.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.379$$

$$\rho_1 = 0.379 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow k_1 = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.72 \times 10^3}{0.905 \times 15 \times 5.65} = 113.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{113.69}{37.63} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

Conclusion

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

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

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

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

h : Hauteur de la poutre

L : Longueur libre de la plus grande travée

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

A : Section d'armature en travée

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

M_t : Moment max en travée

M₀ : Moment max isostatique

Vérification

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{355} = 0.0478 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

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

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

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

Avec :

I : moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{17^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 3.14} = 8.675 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8.675 = 8.325 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 8.325 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (8.675^3 + 8.325^3) + 15 \times 3.14 \times (8.325 - 2)^2 = 1641864.02 \text{ cm}^4$$

$$I = 1641864.02 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{8.69 \times (3.55)^4 \times 10^6}{10818.87 \times 1641864.02} = 0.001 \text{ cm}$$

$$f = 0.001 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \quad \text{(La flèche est vérifiée)}$$

L'escalier sera ferrailé comme suit :

▪ **Aux appuis :**

- **Armature principale : $A_p = 5HA12$** avec un espacement de **e = 20 cm**
- **Armature répartition : $A_r = 4HA8$** avec un espacement de **e = 25 cm**

▪ **En travées :**

- **Armature principale : $A_p = 4HA10$** avec un espacement de **e = 20 cm**
- **Armature répartition : $A_r = 4HA8$** avec un espacement de **e = 25 cm**

❖ **Volée 2 :** (H=3,02 m)

.1. Dimensionnement :

On prend la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$

- Le nombre de contre marche (n) : $n = \frac{302}{17} = 17 \text{ contre marche}$
- Le nombre de marches (m) : $m = n - 1 = 16 \text{ marches}$
- le giron $g = 28 \text{ cm}$

Vérification de la loi de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g+2 h \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow 60 \text{ cm} \leq 28+2 \times 17 = 62 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ Dimension de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur du palier et de la paillasse

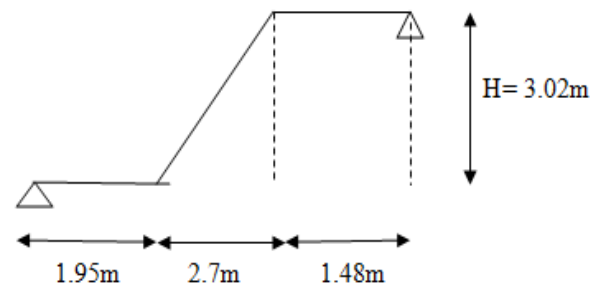


Figure III.5.9 Schéma statique de la volée 2.

➤ Angle d'inclinaison

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{3.02}{2.7} = 1.11$$

$$\alpha = 48.2^\circ$$

$$l = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.7}{\cos 48.2} = 4.05 \text{ m}$$

l : la longueur inclinée du paillasse

➤ Longueur réelle de la paillasse**• Volée**

$$L_0 = L_1 + l$$

$$L_0 = 1.95 + 4.05 = 6 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\frac{600}{30} \leq e_p \leq \frac{600}{20}$$

$$20 \text{ cm} \leq e_p \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de : $e_p = 20 \text{ cm}$

5. Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes

- Palier

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
5	Enduit de ciment	2	10	0.2
6	Dalle en béton	20	25	0.5
G totale				1.66

Tableau III.19: Charge permanente du palier

- Paillasse

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	2	18	0.36
5	Enduit de ciment	2	10	0.2
6	Marches	17	25	2.125
7	Paillasse	20	25	0.5
8	Garde corps	/	/	0.2
G totale				4.185

Tableau III.20 : charge permanente de la volée

➤ Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

6. Combinaisons de charge et surcharge

- à ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

- La paillasse : $q_{1u} = (1.35 \times 4.185 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 9.39 \text{ KN/ml}$

- le palier : $q_{2u} = (1.35 \times 1.66 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 5.99 \text{ KN/ml}$

- à ELS : $q_s = G+Q$

- La paillasse : $q_{1s} = (4.185 + 2.5) \times 1 = 6.68 \text{ KN/ml}$

- le palier : $q_{2s} = (1.66 + 2.5) \times 1 = 4.16 \text{ KN/ml}$

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

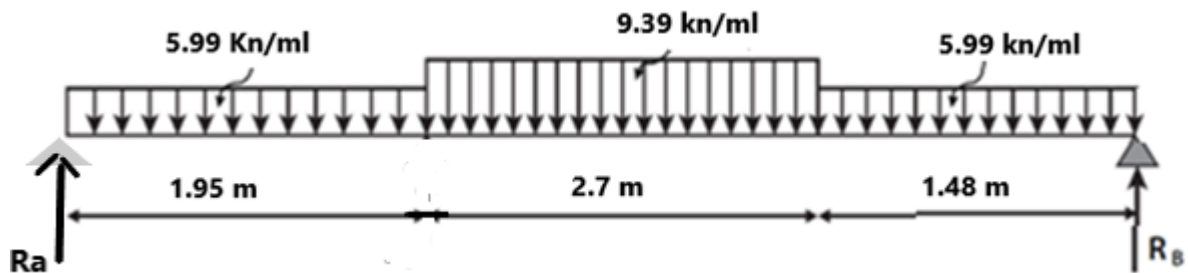


Figure III.5.10 : Schéma statique à ELU.

• Les réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$((- 5.99) \times 1.95) + R_A - (9.39 \times 2.7) - (5.99 \times 1.48) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (9.39 \times 2.7) + (5.99 \times 1.48) + (5.99 \times 1.95)$$

$$R_A + R_B = 45.89 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \times 6.13 - [(5.99 \times 1.48) \times 5.39] - [(9.39 \times 2.7) \times 3.3] - [(5.99 \times 1.95) \times 0.975] = 0$$

$$R_B = 23.29 \text{ KN}$$

$$R_A = 45.89 - R_B$$

$$R_A = 22.6 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T _y (KN)
	$0 \leq x \leq 1.95$	$-5.99x + 22.6$	0	22.6
			1.95	10.9
	$1.95 \leq x \leq 4.65$	$-9.39x + 29.23$	1.95	10.9
			4.65	-14.43
	$0 \leq x \leq 1.48$	$5.99x - 23.29$	0	23.29
			1.48	-14.4

Tableau III.21 : les efforts tranchants à l'ELU

- Moments fléchissant

Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M _z (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.95$	$-2.995x^2 + 22.6x$	0	0
			1.95	32.68
	$1.95 \leq x \leq 4.65$	$-4.695x^2 + 22.6x + 18.31$	1.95	44.52
			4.65	21.88
	$0 \leq x \leq 1.48$	$-2.995x^2 + 23.29x$	0	0
			1.48	27.90

Tableau III.22 : les moments fléchissant à l'ELU

- Moments maximum

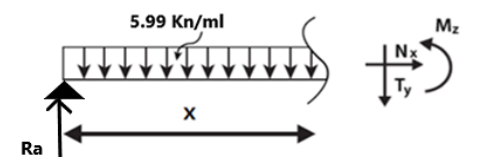
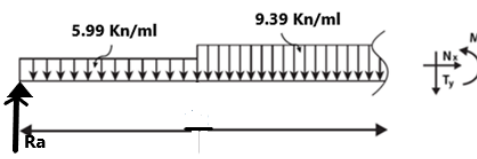
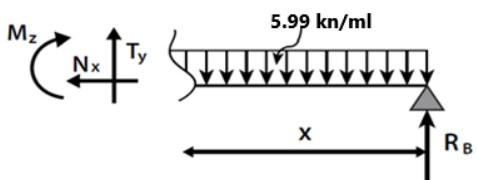
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{dM}{dx} = 0$	x (m)	M_z^{\max} (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.75$	$-5.99x + 22.6 = 0$	0	0
	$1.75 \leq x \leq 4.05$	$-9.39x + 22.6 = 0$	2.4	45.5
	$0 \leq x \leq 0.35$	$-5.99x + 23.9 = 0$	3.9	47.65

Tableau III.23 : les moments maximum à l'ELU

On a le moment max c'est : $M_z^{\max} = 47.65 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Moment aux appuis :** $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 47.65 = -14.29 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 47.65 = 40.5 \text{ KN.m}$

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**

$$M_{uap} = 14.29 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.29 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.29 \times 10^3}{0.978 \times 15 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²** avec : **S_t = 20 cm**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.79}{4} = 0.69 \text{ cm}^2$$

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

➤ **En travée**

$$M_{ut} = 40.5 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40.5 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.126 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap} = 0$

$$\mu_a = 0.126 \rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{40.5 \times 10^3}{0.932 \times 15 \times 348} = 8.32 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA14 = 9.23 cm²** avec **S_t = 20cm**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{8.32}{4} = 1.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

7. Vérifications à l'ELU

l) Répartition des barres

- Armatures principales

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

- Appui : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

- Travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

- Armatures de réparation

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

Appui : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

Travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

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

- En travées

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9.23 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- Aux appuis

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{18.20 \times 10^3}{100 \times 150} = 1.21 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$1.21 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad (\text{Condition vérifiée})$$

o) Influence de l'effort tranchant aux appuis

▪ Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b.a. \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 900 \text{ KN}$$

$$T_u = 18.20 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{ap}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$(18.20 + \frac{14.29}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400} = 0.072 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2 \geq 0.072 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.20 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

q) Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 Art A6.1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = 2.835 \text{ MPa}$$

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

Les règles de BAEL91 modifiées 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crocher est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$$

Soit : $L_a = 15 \text{ cm}$

8. Calcul des efforts internes à l'ELS

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

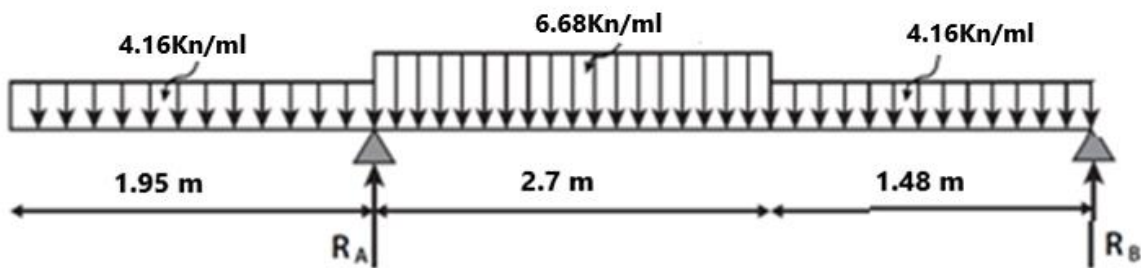


Fig.III.5.11 : diagramme des efforts à l'ELS

• Les réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$((- 4.16) \times 1.95) + R_A - (6.68 \times 2.7) - (4.16 \times 1.48) + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (6.68 \times 2.7) + (4.16 \times 1.48) + (4.16 \times 1.95)$$

$$R_A + R_B = 32.30 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \times 6.13 - [(4.16 \times 1.48) \times 5.39] - [(6.68 \times 2.7) \times 3.3] - [(4.16 \times 1.95) \times 0.975] = 0$$

$$R_B = 16.67 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.30 - R_B$$

$$R_A = 15.63 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- Efforts tranchants

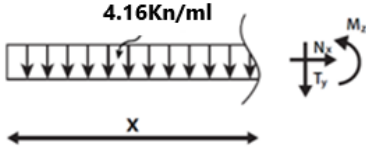
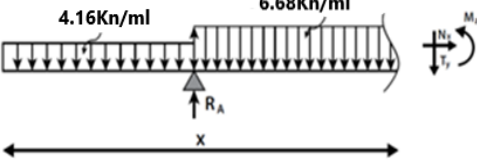
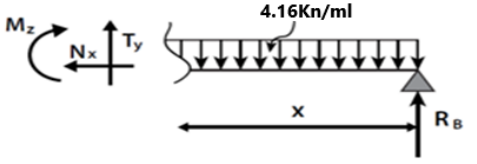
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	T _y (KN)
	$0 \leq x \leq 1.95$	$-4.16x + 15.63$	0	15.63
			1.95	7.52
	$1.95 \leq x \leq 4.65$	$-6.68x + 20.54$	1.95	7.52
			4.65	-10.52
	$0 \leq x \leq 1.48$	$4.16x - 16.67$	0	-16.67
			1.48	-10.5

Tableau III.24 : les efforts tranchants à l'ELS

- Moments fléchissant

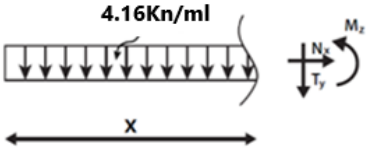
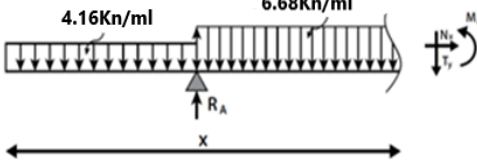
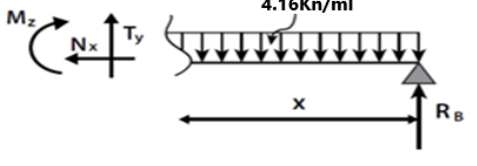
Schéma	Tronçon (m)	Expression	x (m)	M _z (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.95$	$-2.08x^2 + 15.63x$	0	0
			1.95	-7.91
	$1.95 \leq x \leq 4.65$	$-3.34x^2 + 15.63x + 4.8$	1.95	22.57
			4.65	5.26
	$0 \leq x \leq 1.48$	$-2.08x^2 + 16.67x$	0	0
			1.48	20.11

Tableau III.25 : les moments fléchissant à l'ELS

Moments maximum

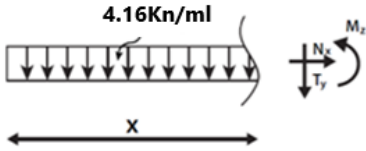
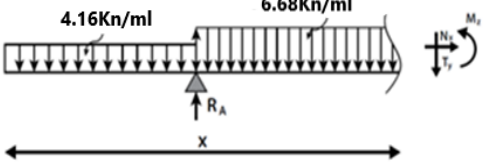
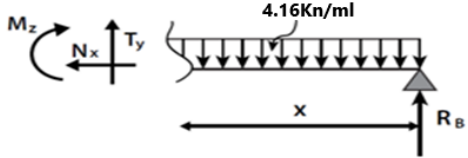
Schéma	Tronçon (m)	$\frac{dM}{dx} = 0$	x (m)	M_z^{\max} (KN.m)
	$0 \leq x \leq 1.95$	$-4.16x + 15.63 = 0$	0	0
	$1.95 \leq x \leq 4.65$	$-6.68x + 20.54 = 0$	3.07	21.3
	$0 \leq x \leq 1.48$	$4.16x - 16.67 = 0$	4	33.4

Tableau III.26 : les moments maximum à l'ELS

On a le moment max c'est : $M_z^{\max} = 33.4 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Moment aux appuis :** $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 33.4 = -10.02 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 33.4 = 28.39 \text{ KN.m}$

9. Vérifications à ELS

✓ Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier que :

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

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

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

avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 15} = 0.211$$

$$\rho_1 = 0.211 \rightarrow \beta_1 = 0.926 \rightarrow k_1 = 52.57$$

$$\sigma_{st} = \frac{28.39 \times 10^3}{0.926 \times 15 \times 9.23} = 650.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{315.89}{52.57} = 12.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 15} = 0.379$$

$$\rho_1 = 0.379 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow k_1 = 37.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.02 \times 10^3}{0.905 \times 15 \times 3.14} = 251.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{251.89}{37.63} = 6.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Conclusion

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

➤ Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

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

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

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

A : Section d'armature en travée

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

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment max isostatique

Vérification

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{355} = 0.056 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

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 :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

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

Avec :

I : moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 15}{100 \times 20 + 15 \times 3.14} = 10.12 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 20 - 10.12 = 9.88 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 9.88 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times (10.12^3 + 9.88^3) + 15 \times 3.14 \times (9.88 - 2)^2 = 69620.11 \text{ cm}^4$$

$$I = 69620.11 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{6.68 \times (3.55)^4 \times 10^6}{10818.87 \times 69620.11} = 0.020 \text{ cm}$$

$$f = 0.020\text{cm} \leq \bar{f} = 0.74 \text{ cm}$$

(La flèche est vérifiée)

L'escalier sera ferraillé comme suit

- Aux appuis
 - Armature principale : $A_p = 6\text{HA}14$ avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$
 - Armature répartition : $A_r = 4\text{HA}8$ avec un espacement de $e = 25 \text{ cm}$
- En travées
 - Armature principale : $A_p = 4\text{HA}10$ avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$
 - Armature répartition : $A_r = 4\text{HA}8$ avec un espacement de $e = 25 \text{ cm}$

III.6 Calcul de la poutre palière

III.6.1 Introduction

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de paillasse et le poids du mur.

Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portee est de 5.05 m (entre nu d'appuis).

III.6.2. Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

- Hauteur de la poutre

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 505/15 = 33,67 \leq h \leq 505/10 = 50.5 \text{ cm}$$

L: Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h: Hauteur de la poutre.

Selon le RPA99 modifié 2003 : $h \geq 30$

On opte pour **h = 35cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 0,4 \times 35 = 14 \leq b \leq 0,7 \times 35 = 24.5$$

Selon le RPA99 modifié 2003 : $b \geq 20 \text{ cm}$ et $h / b \leq 4$

On opte pour : **b=20 cm**

III.6.3. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :

$$G_1 = 25 \times 0.2 \times 0.35 = 1.75 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant à l'appui :

- **ELU** : $R_A = 22.6 \text{ KN}$
- **ELS** : $R_A = 15.63 \text{ KN}$

III.6.4. Combinaison de charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G_1 + R_A = 1.35 \times 1.75 + 22.6 = 24.96 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 24.96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G_1 + R_A = 1.75 + 15.63 = 17.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 17.38 \text{ KN/ml}$$

III.6.5. Calcul des efforts à L'ELU

- **Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{24.96 \times (5.05)^2}{8} = 79.56 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_u = V_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{24.96 \times 5.05}{2} = 63.02 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

- Sur appuis

$$M_a = -0.3M_u^{\max} = -0.3 \times 79.56 = -23.86 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t = 0.85M_u^{\max} = 0.85 \times 79.56 = 67.63 \text{ KN.m}$$

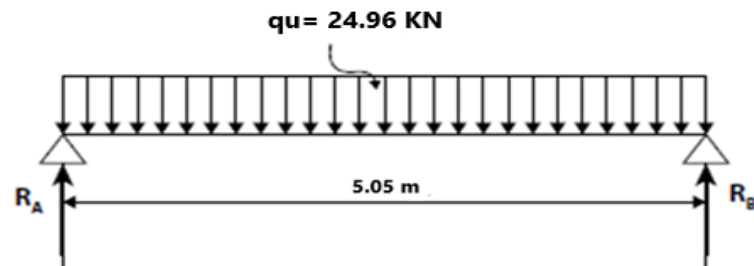


Figure : schéma statique

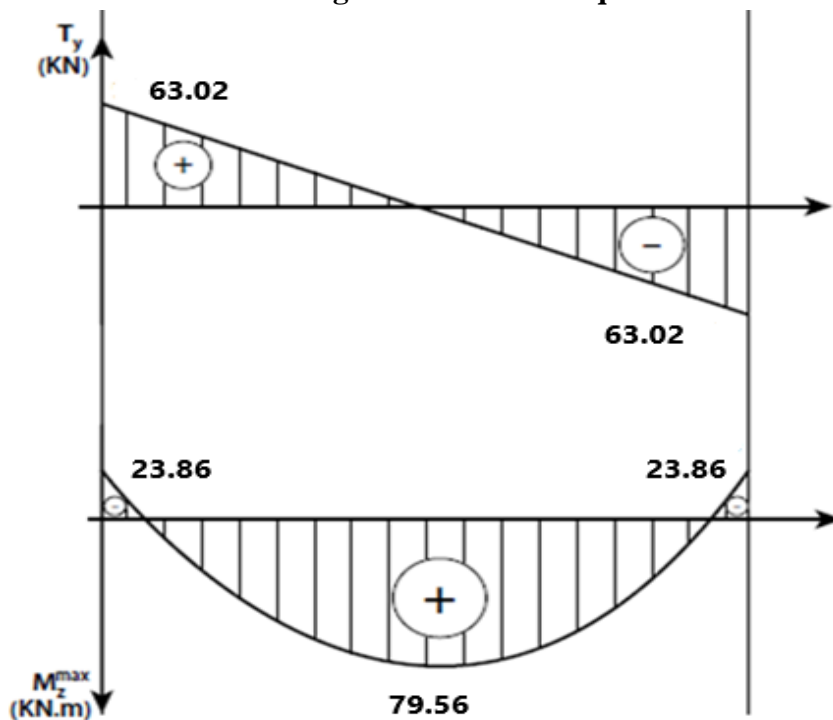


Figure III.6.1: Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU

III.6.6 Calcul des armatures

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.86 \times 10^6}{200 \times (230)^2 \times 14.2} = 0.158$$

$$\mu_b = 0.158 < \mu_\ell = 0.392 \quad (\text{Section simplement armée})$$

$$\mu_b = 0.158 \rightarrow \beta = 0.914$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.86 \times 10}{0.914 \times 0.23 \times 348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12 = 3.39 cm²**

• En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{67.63 \times 10^6}{200 \times (230)^2 \times 14.2} = 0.450$$

$$\mu < \mu_\ell \quad (\text{S.S.A})$$

$$\mu = 0.450 \rightarrow \beta = 0.658$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{67.63 \times 10}{0.658 \times 0.23 \times 348} = 11.84 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA16 = 12.06 cm²**

III.5.2.6 Vérification à L'ELU

A) Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.298 \text{ cm}^2$$

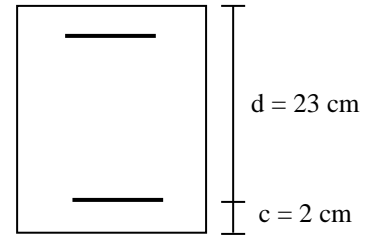
$$\left. \begin{array}{l} A_t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \quad (\text{Conditions vérifiées})$$

B) Vérification de l'effort tranchant (BAEL99 Art A.5.2.2)

$$V_u^{\max} = 63.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{63.02 \times 10^3}{200 \times 230} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min (3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$



$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad (\text{Condition vérifiée})$$

C) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL99 Art A.6.1.3)

$$V_u^{\max} = 63.02 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

$$\tau_{se} = \frac{63.02 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 2.69 \text{ MPa}$$

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

D) Calcul des armatures transversales (BAEL99 Art A.7.2.2)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 10 ; 20 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On opte pour : 1cadre et étrier en $\phi 8 (A_t = 2.01 \text{ cm}^2)$

▪ Espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 20.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 20.7 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le **RPA2003, Art 7.5.2.2** l'espacement doit vérifier

- Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 8.75 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \right\} = 8 \text{ cm}$$

- Zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

E) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835$

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

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

Soit : $l_s = 35 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL91 /modifié99** admettant 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 à **0,4 ls** pour les aciers haute adhérence.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_a = 15 \text{ cm}$$

III.5.2.7 calcul à L'ELS

$$q_s = 17.38 \text{ KN/ml}$$

A) Moment isostatique

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{17.38 \times (5.05)^2}{8} = 55.40 \text{ KN.m}$$

B) Effort tranchant

$$V_s = V_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{17.38 \times 5.05}{2} = 43.88 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis**

$$M_{sa} = -0.3 M_s^{\max} = -0.3 \times 55.4 = -16.62 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_{st} = 0.85 M_s^{\max} = 0.85 \times 55.4 = 47.09 \text{ KN.m}$$

C) Diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant

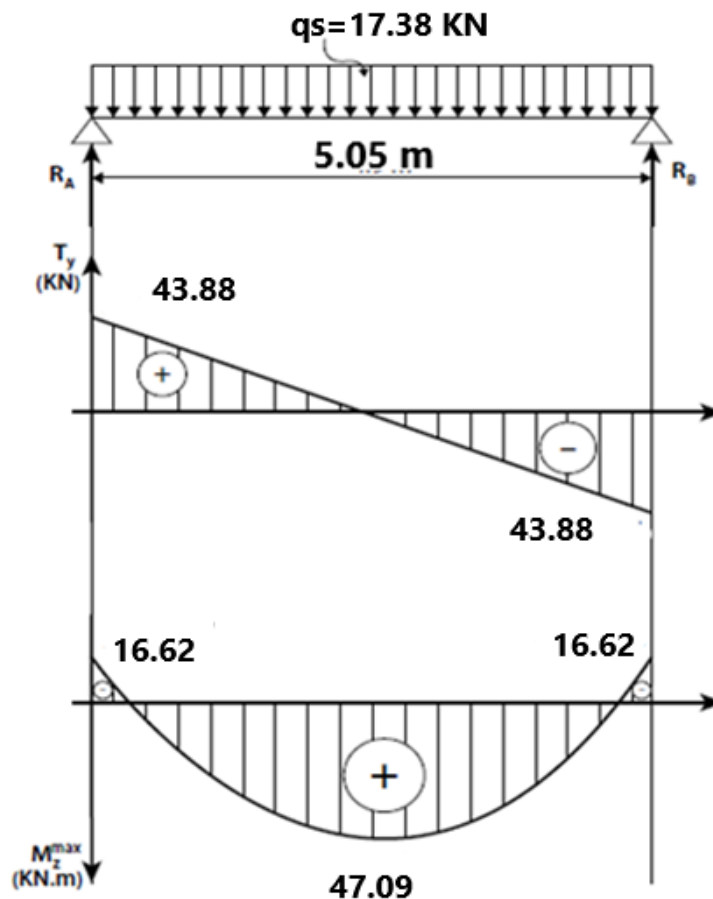


Figure III.6.2 : Diagramme de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS

III.5.2.8 Vérifications à L'ELS

A) Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 23} = 0.736$$

$$\rho_1 = 0.736 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.876 \\ K_1 = 25.32 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{16.62 \times 10^6}{0.876 \times 3.39 \times 230.10^2} = 243.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1}{25.32}\right) \times 243.3 = 9.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 12.06}{20 \times 23} = 2.62 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.808 \\ K1 = 11.34 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{47.09 \times 10^6}{0.808 \times 12.06 \times 10^2 \times 230} = 210.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1}{11.34}\right) \times 210.1 = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

B) Vérification de la flèche

Les règles (**BAEL 91 modifié 99 Art B.6.5.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{\ell} = \frac{35}{505} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{\ell} = 0.069 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{60.52}{10 \times 89.8} = 0.067 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{8.84}{20 \times 23} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

C) Etat limite d'ouverture des fissures

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

CHAPITRE IV :

MODELISATION DE LA STRUCTURE



IV.1) Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV-2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV .3) 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 décente 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*).

Terminologie :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : éléments structuraux

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.0.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS .



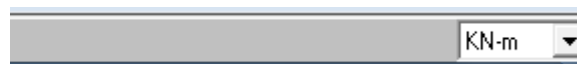
IV.5) Etapes de modélisation

IV.5.1) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités

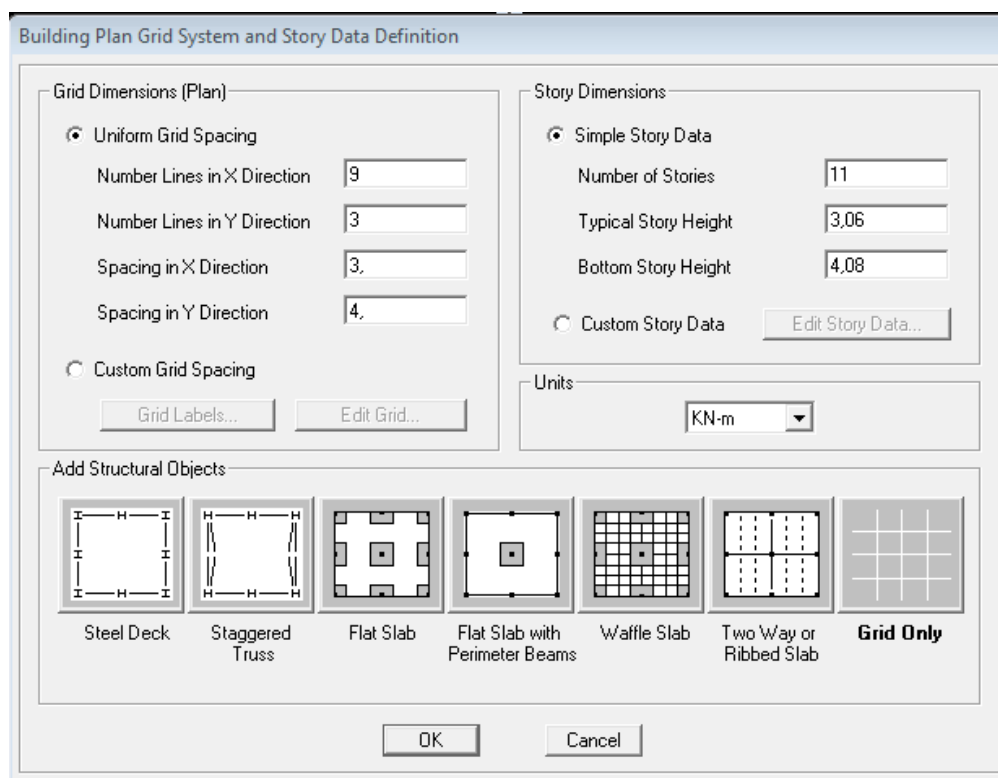
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et les déplacements



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 portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.
- hauteur d'étage courant.
- hauteur de RDC.



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.

b) Modification de la géométrie de base

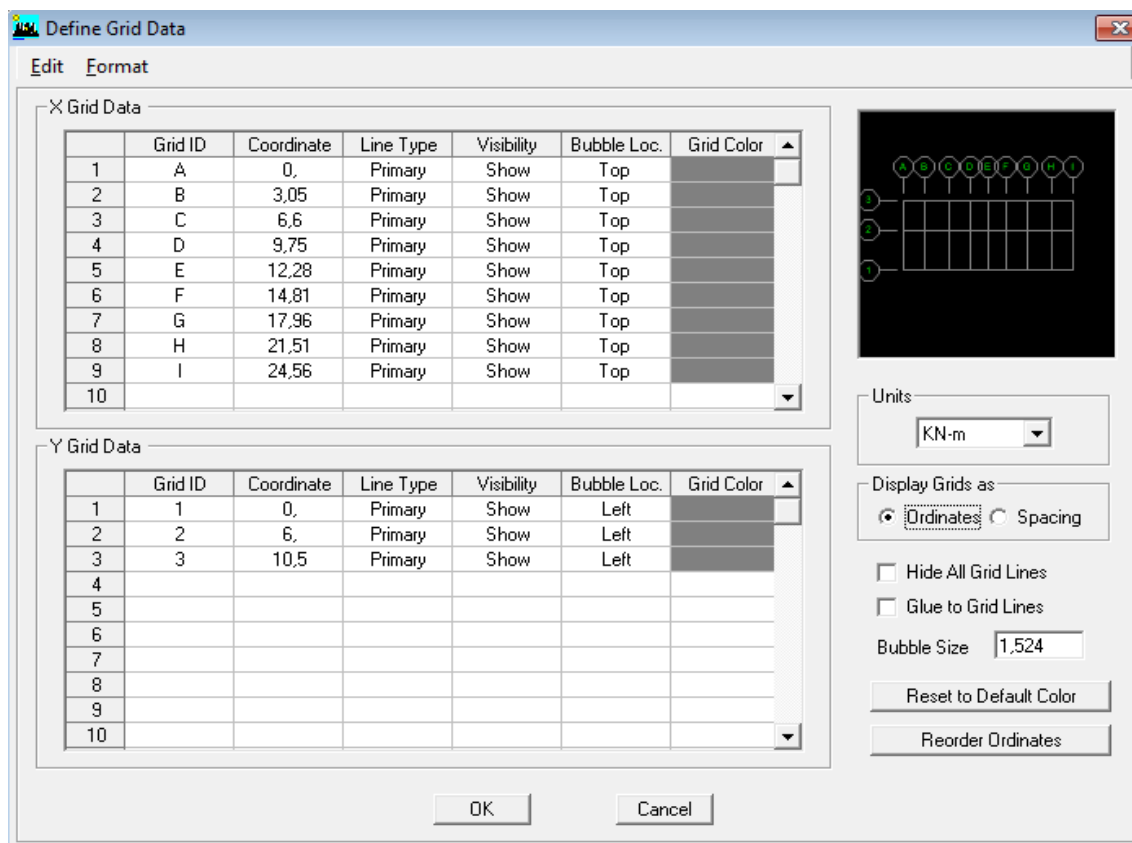
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- -On clique sur le bouton droit de la souris.
- -On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- -Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : 0, 3.05, 6.6 , 9.75 , 13.5 , 12.28 , 14.81 , 17.96, 21,51 , 24,56. [m]

Suivant y : 0, 6 , 10.5 . [m]

Suivant z : 0, 4.08, 7.14, 10.2, 13.26, 16.32, 19.38, 22.44, 25.5, 28.56, 31.62, 34.68, 36.76 . [m]



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	ET11	2,08	36,76	No	NONE	No	0,
12	ET10	3,06	34,68	No	ET8	No	0,
11	ET9	3,06	31,62	No	ET8	No	0,
10	ET8	3,06	28,56	Yes		No	0,
9	ET7	3,06	25,5	No	ET5	No	0,
8	ET6	3,06	22,44	No	ET5	No	0,
7	ET5	3,06	19,38	Yes		No	0,
6	ET4	3,06	16,32	No	ET2	No	0,
5	ET3	3,06	13,26	No	ET2	No	0,
4	ET2	3,06	10,2	Yes		No	0,
3	ET1	3,06	7,14	No	NONE	No	0,
2	RDC	4,08	4,08	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

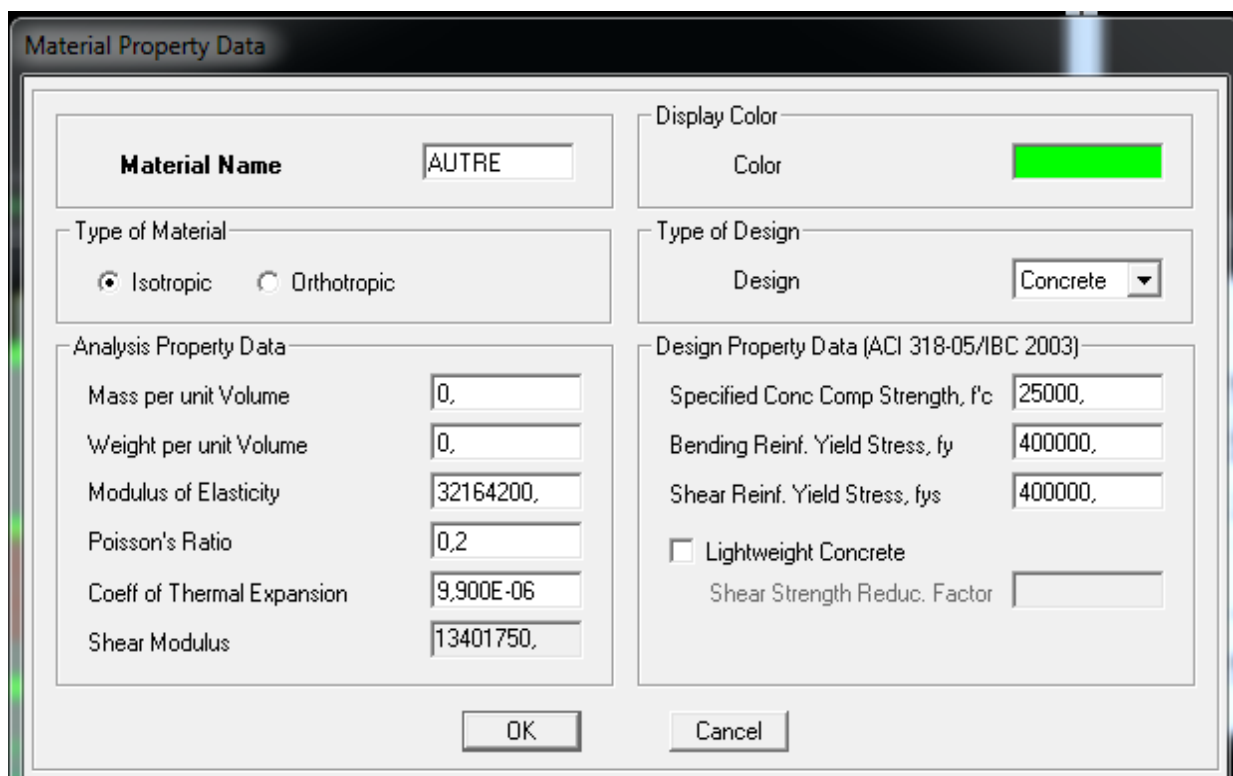
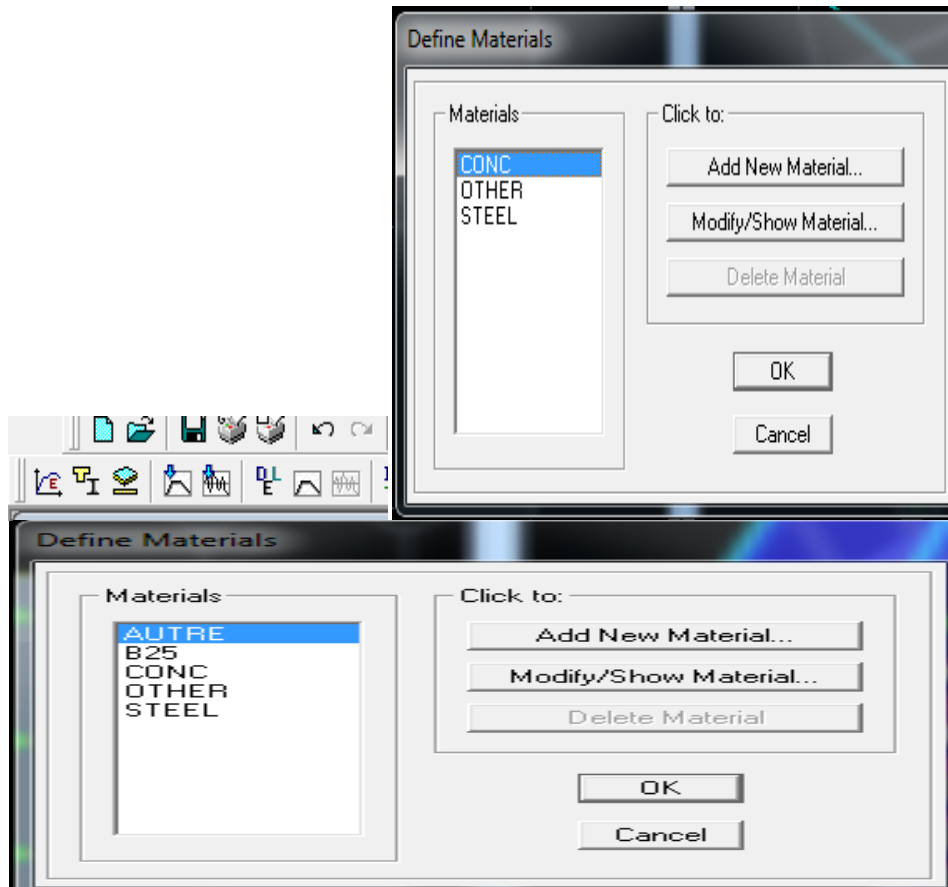
Units

Change Units

IV.4.2) 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** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



Material Property Data

Material Name B25

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
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

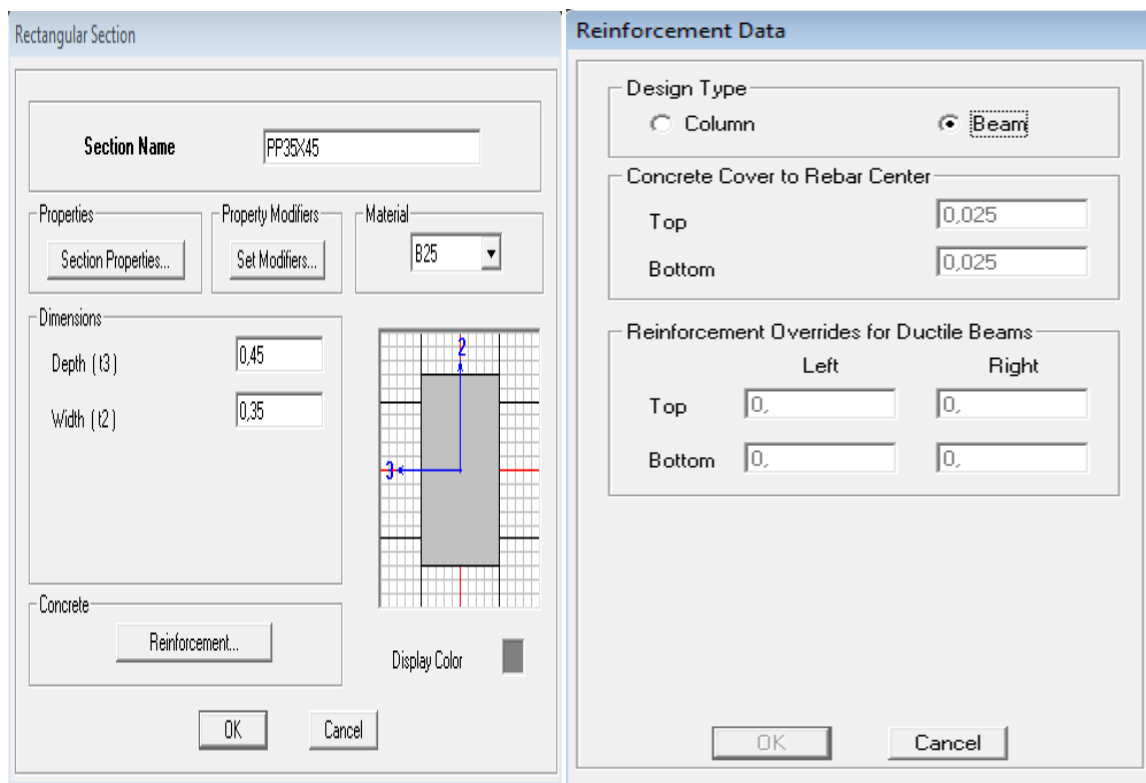
OK Cancel

IV.4.3) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les 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).



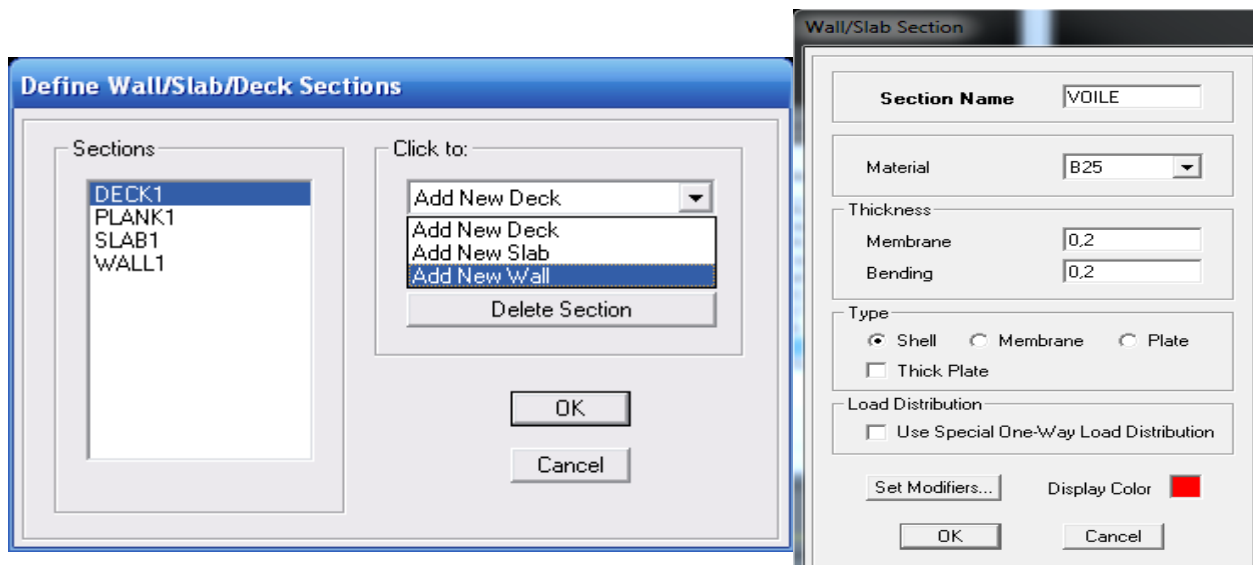
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures

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 procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV.4.4) Quatrième étape : définit les charge

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges

Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

- Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

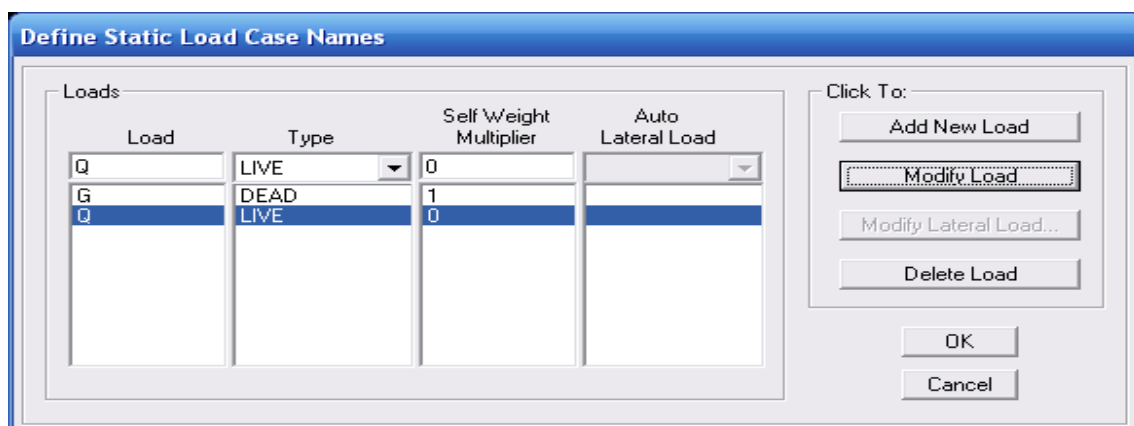
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

- Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



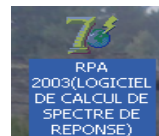
2) Charge dynamique (E)

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 (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

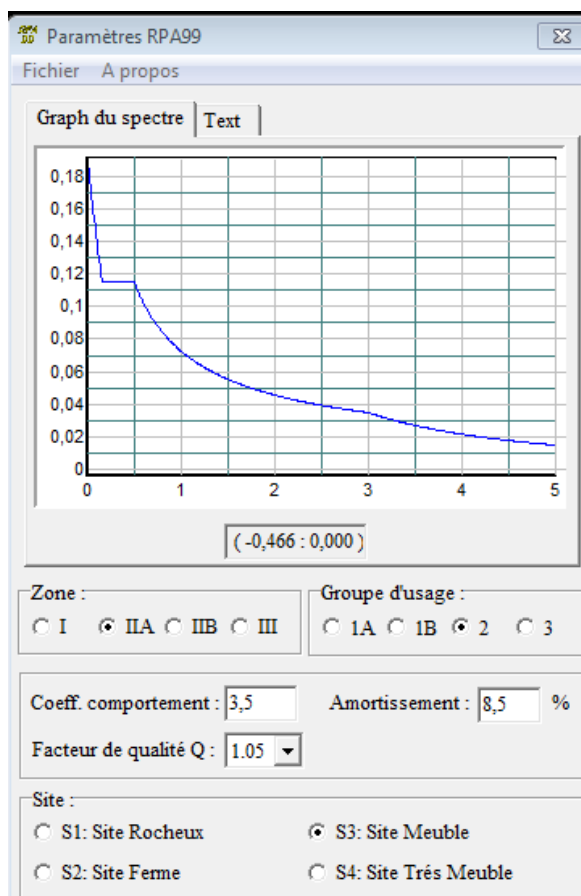
- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coef comportement : mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.15.



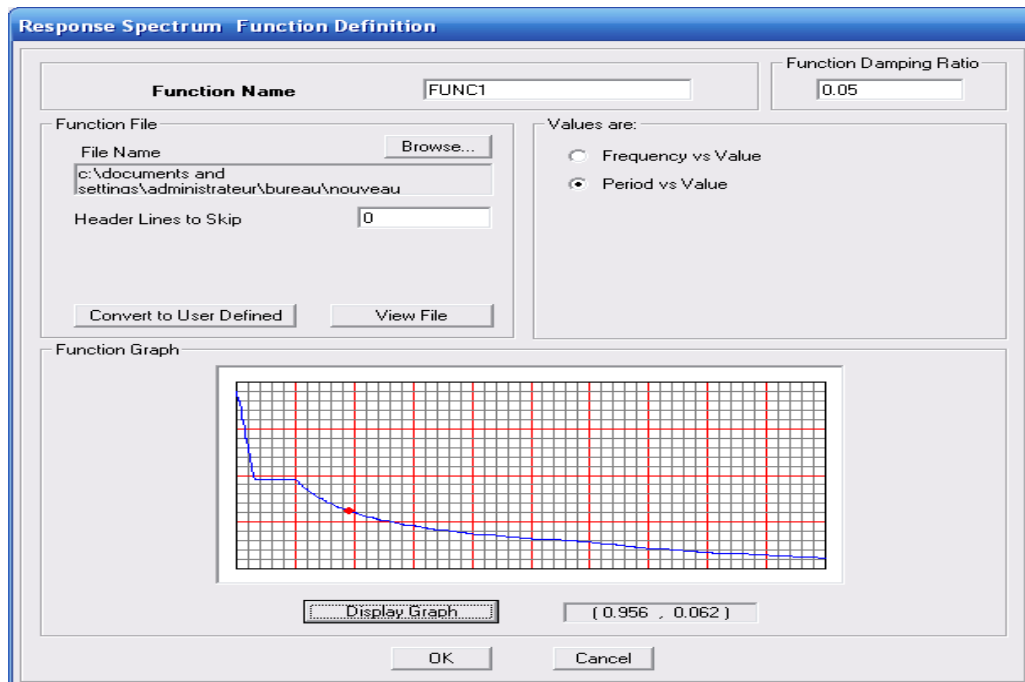
- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text



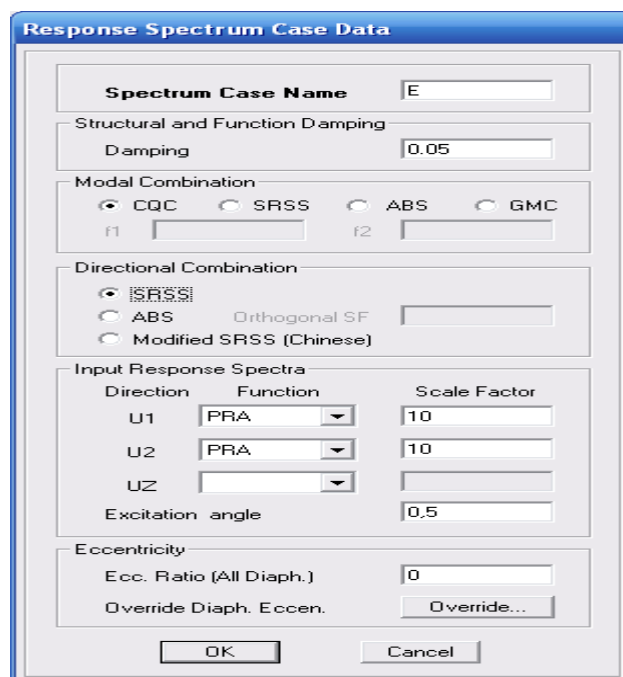
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

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 :



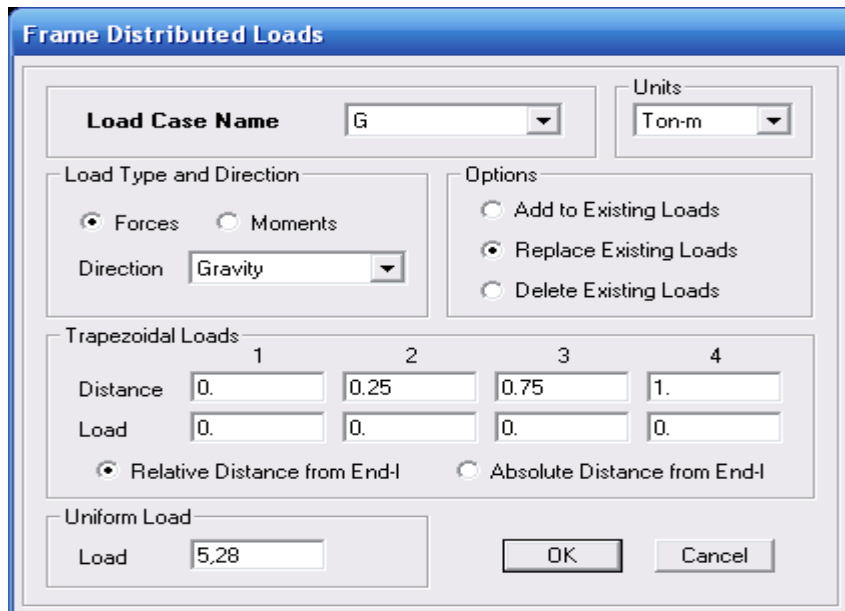
Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

IV.4.5) cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur .

Assign → Frame/line loads → Distributed.



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.4.6) sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

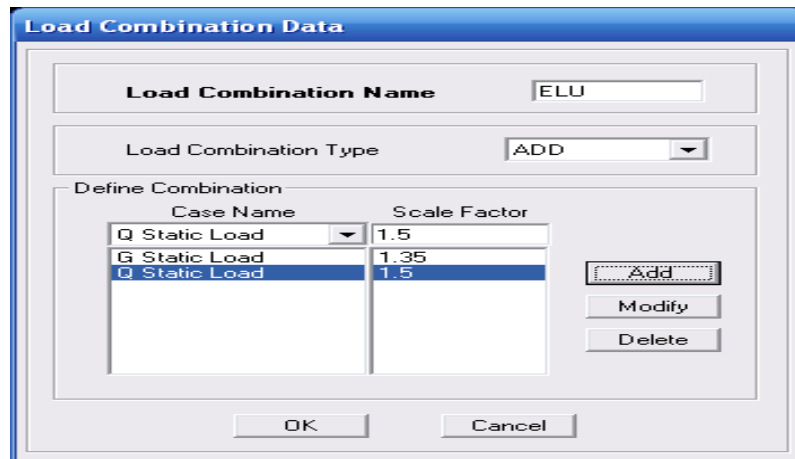
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$.

08GE : $0.8G\pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo.




On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.7) septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :Assign →  Joint/point — Restraints



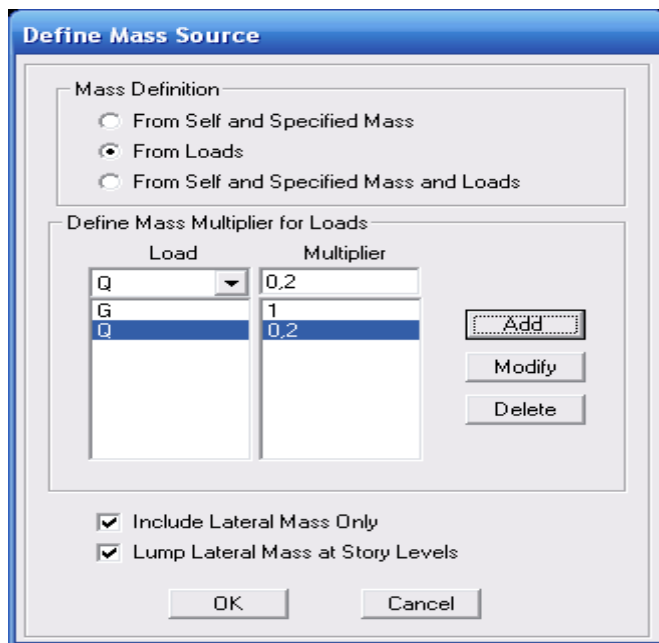
➤ Mass- Source

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées 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.

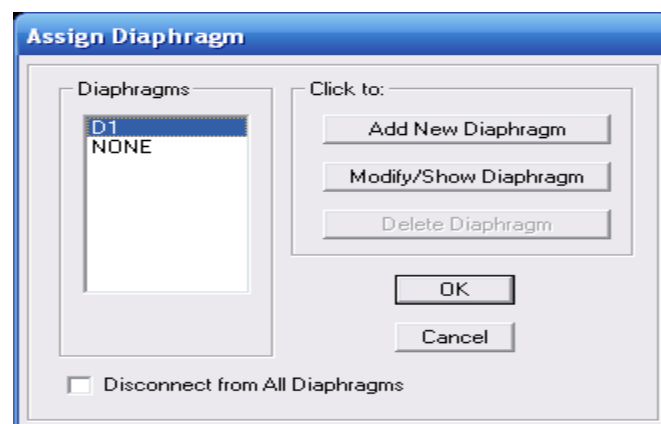


➤ Diaphragme

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.

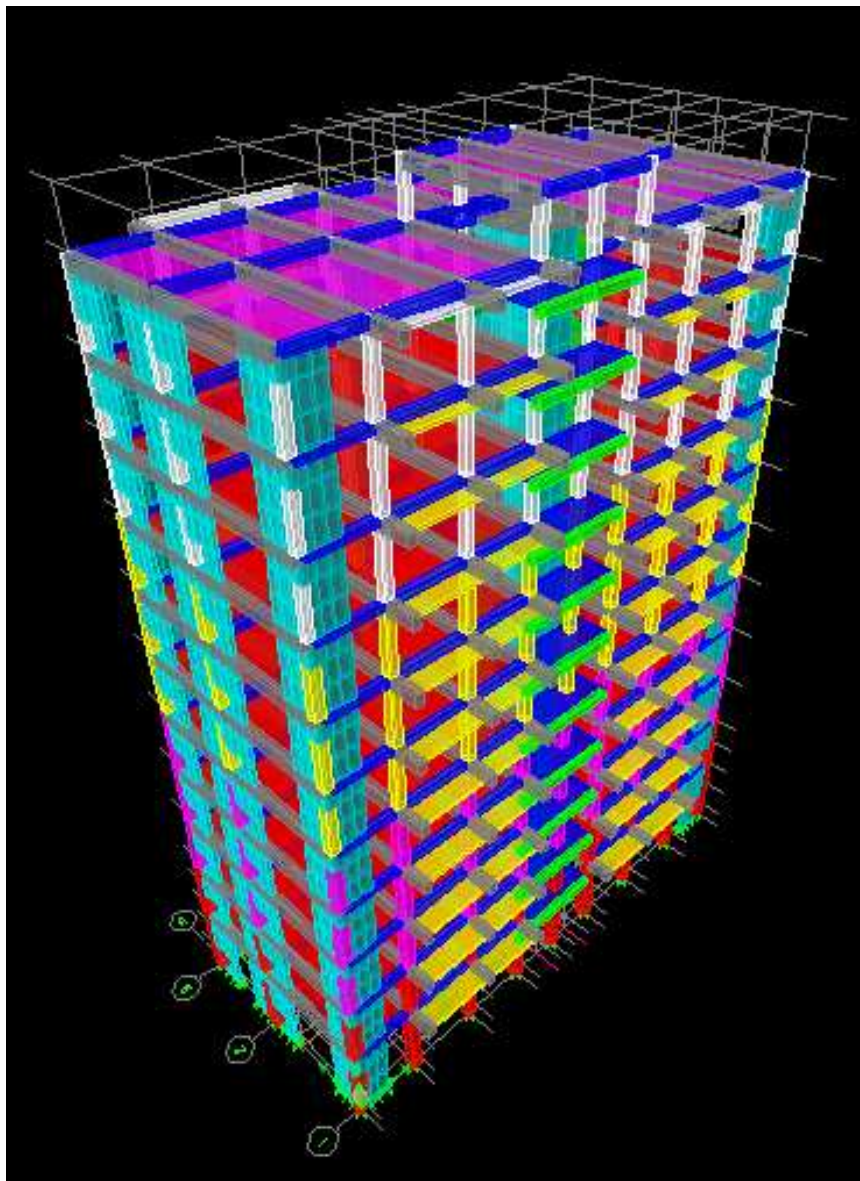
IV.4.8) huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

CHAPITRE V :

VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA99 MODIFIE 2003



Etude dynamique et sismique

V-1-Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien *R.P.A99 version 2003*.

V-2- La méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

Condition sur la régularité :

Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière en élévation (variation de rigidité). **Condition non vérifiée.**

Condition complémentaire :

- Le bloc implante à la zone IIa
- Le groupe d'usage :2.
- La MSE est applicable si : $H_t \leq 23$ m. **Condition non vérifiée**

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

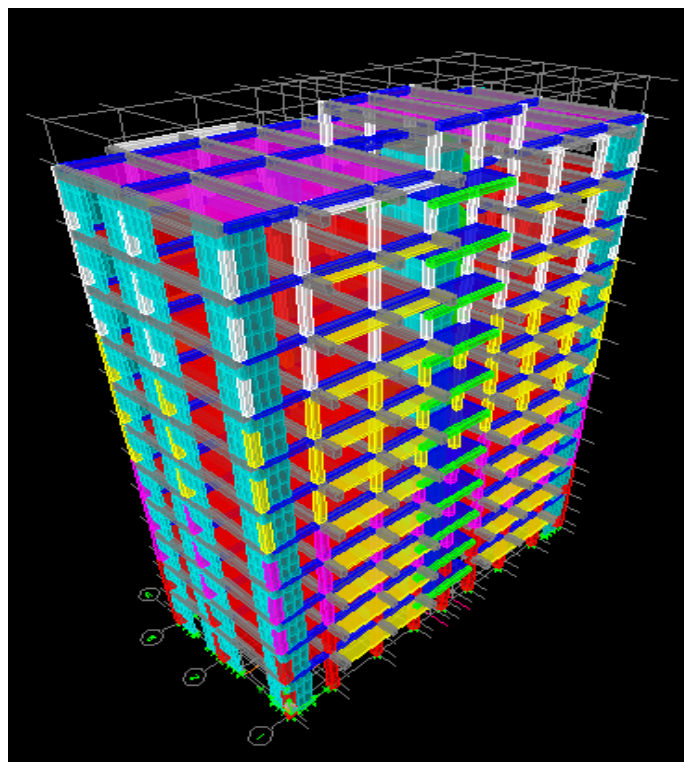


Figure V.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :**V-3-1- Nombre de modes à retenir :**

Le *RPA 99/ version 2003(Art 4.3.4)* préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,024329	73,3363	0,0002	73,3363	0,0002	0,0474
2	0,794554	0,0003	74,1757	73,3366	74,1758	0,0001
3	0,606578	0,0226	0,0001	73,3592	74,1759	74,8623
4	0,30085	14,6541	0,0002	88,0133	74,1761	0,0005
5	0,235032	0,0003	14,5278	88,0136	88,7038	0
6	0,178837	0,0029	0	88,0165	88,7039	14,1519
7	0,144976	5,59	0,0006	93,6065	88,7045	0,0115
8	0,117497	0,0006	4,7282	93,6071	93,4327	0,0001
9	0,102046	0,4975	0,001	94,1046	93,4336	0,4334
10	0,096117	0,0015	0,8767	94,1061	94,3104	0,0001
11	0,090688	0,5458	0,001	94,652	94,3113	0,6831
12	0,086255	0,0228	0	94,6748	94,3114	4,0899
13	0,082745	2,1054	0,0009	96,7802	94,3123	0,081
14	0,068737	0,001	2,6663	96,7812	96,9786	0,0001

Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique.

❖ **La période fondamentale :** ce modèle présente une période de : **T = 1,024329s.**

❖ **Les modes de translation :**

1^{ere} mode translation suivant x-x : **UX = 73,3363.**

2^{eme} mode translation suivant y-y : **UY = 74,1757.**

❖ **Le mode de rotation :** le 3^{eme} mode est un mode de rotation : **RZ = 74,8623.**

❖ **La masse participante :** on doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteint les **90%** (selon RPA.99) :

SumUX = 93,6071%.

SumUY = 93,4327%.

V-4-2- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1).}$$

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1.page 26 RPA2003.

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
II _a	2	A= 0,15

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

formule	C _T	Hauteur de bâtiment	période T
$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	C _T = 0,05 Tableau (4-6)	h _n = 36,76m.	T = 0,96s.

3) Facteur d'amplification dynamique D: RPA 2003 page 26 Formule

Formule	RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5 \cdot \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} \quad T > 3s$		
paramètre	Valeur T₂ : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où T ₂ = 0,5.		
	Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement mixte : ξ = 8,5		
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 = 0,88$		
D	D = 1,42		

4) Coefficient de comportement de la structure R:
RPA 2003 Tableau (4.3) Page 28

Ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

charges horizontales		charges verticales
$C_H\%$ X-X	$C_H\%$ Y-Y	$C_V\%$
55,530738	73,427439	22,799008

Contreventement	Valeur de R
mixte	R=5

5) Facteur de qualité Q: RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4).

Observation de critère	Q_x		Q_y	
	Oui	Non	oui	non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1.05			

6) Poids total W_t :

Poids total W_t	35824,65kN
-------------------	------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{\text{Etabs}} > 0,8 V_{\text{MSE}}$$

	L'effort tranchant (MSE)		0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} >0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$	1602,44KN	1281,95KN	1674,41	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$	1602,44KN	1281,95KN	1970,38	Condition vérifiée

Tableau V-2- Vérification de la force sismique à la base.

V-4-3- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

RPA99/Version2003Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 45x50) sont donnés dans le tableau suivant ci – dessous :

N _d (KN)	B (cm ²)	f _{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
1128,67	2250	2,5	0,201	0,201 ≤ 0,3 Condition vérifiée.

V-4-4- Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA 99 /version 2003 (Article 4.3)**, dans le cas où il est procédé à une analyse

Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

égale à ±0,05L_{max}.

$$CM - CR \leq 5\% L_{max}$$

$$L_{max} = \begin{cases} L_x = 24.55m \\ L_y = 13.30m \end{cases}$$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	$X(CM-CR) < 0,05L_x$	YCR	YCM	$Y(CM-CR) < 0,05L_y$
RDC	D1	12,304	12,301	$0,003 < 1,2275$	4,73	5,286	$0,556 < 0,665$
ET1	D2	12,292	12,291	$0,001 < 1,2275$	4,49	5,314	$0,524 < 0,665$
ET2	D3	12,286	12,285	$0,001 < 1,2275$	4,449	5,312	$0,563 < 0,665$
ET3	D4	12,283	12,282	$0,001 < 1,2275$	4,486	5,312	$0,526 < 0,665$
ET4	D5	12,281	12,28	$0,001 < 1,2275$	4,549	5,309	$0,607 < 0,665$
ET5	D6	12,28	12,279	$0,001 < 1,2275$	4,616	5,308	$0,629 < 0,665$
ET6	D7	12,28	12,279	$0,001 < 1,2275$	4,68	5,308	$0,628 < 0,665$
ET7	D8	12,28	12,278	$0,002 < 1,2275$	4,741	5,305	$0,564 < 0,665$
ET8	D9	12,28	12,278	$0,002 < 1,2275$	4,8	5,304	$0,504 < 0,665$
ET9	D10	12,281	12,279	$0,002 < 1,2275$	4,858	5,304	$0,446 < 0,665$
ET10	D11	12,283	12,281	$0,002 < 1,2275$	4,905	5,315	$0,41 < 0,665$
ET11	D12	12,286	12,288	$-0,002 < 1,2275$	3,688	3	$-0,688 < 0,665$

Tableau V-3- Vérification de l'excentricité.

V-4-5-Déplacements relatifs :

D'après le *RPA 99 (Art 5-10)*, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le *RPA 99 (Art 4-43)* : $\Delta K = R \delta_{ek}$

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1" est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Story	Diaphragm	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_k	$1\%h_k$	obs
ET11	D12	0,0233	0,0008	2,08	0,0208	C.V
ET10	D11	0,0225	0,0017	3,06	0,0306	C.V
ET9	D10	0,0208	0,0019	3,06	0,0306	C.V
ET8	D9	0,0189	0,002	3,06	0,0306	C.V
ET7	D8	0,0169	0,0022	3,06	0,0306	C.V
ET6	D7	0,0147	0,0024	3,06	0,0306	C.V
ET5	D6	0,0123	0,0024	3,06	0,0306	C.V
ET4	D5	0,0099	0,0025	3,06	0,0306	C.V
ET3	D4	0,0074	0,0023	3,06	0,0306	C.V
ET2	D3	0,0051	0,0022	3,06	0,0306	C.V
ET1	D2	0,0029	0,0017	3,06	0,0306	C.V
RDC	D1	0,0012	0,0012	4,08	0,0408	C.V

Tableau V-4-Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x

Story	Diaphragm	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_k	$1\%h_k$	obs
ET11	D12	0,0167	0,0007	2,08	0,0208	C.V
ET10	D11	0,016	0,0012	3,06	0,0306	C.V
ET9	D10	0,0148	0,0012	3,06	0,0306	C.V
ET8	D9	0,0136	0,0015	3,06	0,0306	C.V
ET7	D8	0,0121	0,0015	3,06	0,0306	C.V
ET6	D7	0,0106	0,0017	3,06	0,0306	C.V
ET5	D6	0,0089	0,0017	3,06	0,0306	C.V
ET4	D5	0,0072	0,0017	3,06	0,0306	C.V
ET3	D4	0,0055	0,0017	3,06	0,0306	C.V
ET2	D3	0,0038	0,0016	3,06	0,0306	C.V
ET1	D2	0,0022	0,0013	3,06	0,0306	C.V
RDC	D1	0,0009	0,0009	4,08	0,0408	C.V

Tableau V-5-Vérification de déplacements inter-étages suivant E_v .

V-4-6- : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le *RPA 99 /version 2003 (article 4.9)*, L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P- Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Suivant Ex :

Story	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k	V_{kx}	θ_{kx}	obs
ET11	268,37	0,0008	2,08	43,63	0,00236579	C.V
ET10	2668,35	0,0017	3,06	347,48	0,00383712	C.V
ET9	5739,71	0,0019	3,06	598,2	0,00318799	C.V
ET8	8811,06	0,002	3,06	802,59	0,00250118	C.V
ET7	11882,42	0,0022	3,06	975,05	0,00226467	C.V
ET6	15026,07	0,0024	3,06	1124,88	0,00219189	C.V
ET5	18169,72	0,0024	3,06	1255,89	0,00196324	C.V
ET4	21313,36	0,0025	3,06	1374,43	0,00186865	C.V
ET3	24539,63	0,0023	3,06	1479,37	0,00163919	C.V
ET2	27765,9	0,0022	3,06	1565,78	0,0014814	C.V
ET1	30992,17	0,0017	3,06	1629,37	0,00110004	C.V
RDC	34311,38	0,0012	4,08	1674,41	0,00058303	C.V

Tableau V-6- Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.Suivant Ey :

Story	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k	V_{ky}	θ_{ky}	obs
ET11	268,37	0,0007	2,08	51,33	0,00175953	C.V
ET10	2668,35	0,0012	3,06	387,25	0,00243039	C.V
ET9	5739,71	0,0012	3,06	679,57	0,00177238	C.V
ET8	8811,06	0,0015	3,06	926,51	0,00162498	C.V
ET7	11882,42	0,0015	3,06	1142,11	0,00131823	C.V
ET6	15026,07	0,0017	3,06	1330,96	0,00131219	C.V
ET5	18169,72	0,0017	3,06	1493,8	0,00116915	C.V
ET4	21313,36	0,0017	3,06	1636,12	0,00106744	C.V
ET3	24539,63	0,0017	3,06	1757,16	0,00102004	C.V
ET2	27765,9	0,0016	3,06	1853,21	0,00091028	C.V
ET1	30992,17	0,0013	3,06	1922,54	0,00071293	C.V
RDC	34311,38	0,0009	4,08	1970,38	0,00037159	C.V

Tableau V-7- Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.**Conclusion:**

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le modèle étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferraillements de ces éléments porteurs.

CHAPITRE VI :

FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE



Ferrailage de La structure

IV 1 ferrailage des portiques :

IV 1.1 ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

Recommandations du RPA99 :..... (art 7.5.2)

Armatures longitudinales :

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Poutre principales de (35x45) : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7.88 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire de (25x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.38 \text{ cm}^2$.

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-Poutres principales de (35x45) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

-Poutres secondaires de (25x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II_a.

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Armatures transversales :

➤ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$ en zone nodale la et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

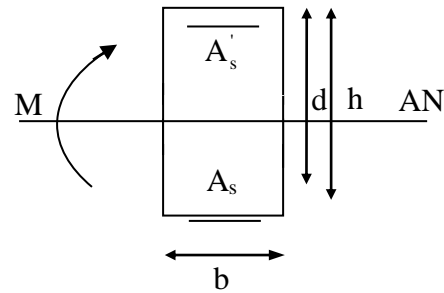
➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IX 1.1.1 Etapes de calcul à L'ELU :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

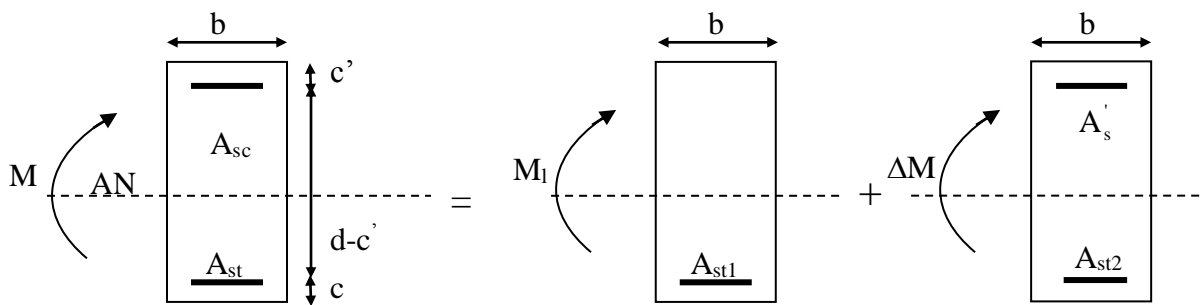
$$\left. \begin{matrix} FE400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

- $\mu \leq \mu_l = 0,392$ **la section est simplement armée (SSA).**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ **la section est doublement armée (SDA).**



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalemnt :

$$- A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 x d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

➤ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux de la page suivante :

Ferrillages en appuis des poutres principales à l'ELU							
Story	Mu	μ	OBS	A min	As calculée	A adoptée	Choix
RDC	-153,95	0,137	SSA	8,75	10,1	12,06	2*3HA16
ET1	-174,049	0,155	SSA	8,75	11,547	12,06	2*3HA16
ET2	-176,532	0,157	SSA	8,75	11,87	12,06	2*3HA16
ET3	-174,929	0,156	SSA	8,75	11,66	12,06	2*3HA16
ET4	-172,429	0,154	SSA	8,75	11,43	12,06	2*3HA16
ET5	-168,864	0,151	SSA	8,75	11,17	12,06	2*3HA16
ET6	-160,49	0,143	SSA	8,75	10,56	12,06	2*3HA16
ET7	-149,674	0,133	SSA	8,75	9,79	10,65	3HA16+3HA14
ET8	-137,05	0,122	SSA	8,75	8,9	10,65	3HA16+3HA14
ET9	-131,221	0,117	SSA	8,75	8,49	10,65	3HA16+3HA14
ET10	-130,839	0,117	SSA	8,75	8,46	10,65	3HA16+3HA14
ET11	-36,596	0,033	SSA	8,75	2,254	10,65	3HA16+3HA14

Ferrillages en travée des poutres principales à l'ELU							
Story	Mu	μ	OBS	A min	As calculée	A adoptée	Choix
RDC	149,556	0,133	SSA	8,75	9,778	12,06	2*3HA16
ET1	170,627	0,152	SSA	8,75	11,297	12,06	2*3HA16
ET2	179,213	0,160	SSA	8,75	11,928	12,06	2*3HA16
ET3	172,712	0,154	SSA	8,75	11,449	12,06	2*3HA16
ET4	160,279	0,143	SSA	8,75	10,546	12,06	2*3HA16
ET5	149,986	0,134	SSA	8,75	9,809	10,65	3HA16+3HA14
ET6	141,559	0,126	SSA	8,75	9,213	10,65	3HA16+3HA14
ET7	130,82	0,117	SSA	8,75	8,462	10,65	3HA16+3HA14
ET8	118,045	0,105	SSA	8,75	7,581	10,65	3HA16+3HA14
ET9	104,328	0,093	SSA	8,75	6,65	10,65	3HA16+3HA14
ET10	81,005	0,072	SSA	8,75	5,1	10,65	3HA16+3HA14
ET11	83,599	0,075	SSA	8,75	5,271	10,65	3HA16+3HA14

Ferrillages en appuis des poutres secondaires à l'ELU

Story	Mu	μ	OBS	A min	As calculée	A adoptée	Choix
RDC	-72,081	0,160	SSA	5,25	7,013	12,06	2*3HA16
ET1	-89,587	0,199	SSA	5,25	8,97	12,06	2*3HA16
ET2	-101,947	0,227	SSA	5,25	10,43	12,06	2*3HA16
ET3	-109,211	0,243	SSA	5,25	11,32	12,06	2*3HA16
ET4	-110,043	0,245	SSA	5,25	11,42	12,06	2*3HA16
ET5	-110,372	0,245	SSA	5,25	11,47	12,06	2*3HA16
ET6	-110,734	0,246	SSA	5,25	11,51	12,06	2*3HA16
ET7	-105,89	0,235	SSA	5,25	10,91	12,06	2*3HA16
ET8	-100,961	0,224	SSA	5,25	10,307	12,06	2*3HA16
ET9	-105,671	0,235	SSA	5,25	10,881	12,06	2*3HA16
ET10	-87,003	0,193	SSA	5,25	8,67	12,06	2*3HA16
ET11	-20,152	0,045	SSA	5,25	1,83	12,06	2*3HA16

Ferrillages en travée des poutres secondaires à l'ELU

Story	Mu	μ	OBS	A min	As calculée	A adoptée	Choix
RDC	63,779	0,142	SSA	5,25	6,128	10,65	3HA16+3HA14
ET1	80,968	0,180	SSA	5,25	7,989	10,65	3HA16+3HA14
ET2	88,996	0,198	SSA	5,25	8,9	10,65	3HA16+3HA14
ET3	93,267	0,207	SSA	5,25	9,393	10,65	3HA16+3HA14
ET4	93,673	0,208	SSA	5,25	9,44	10,65	3HA16+3HA14
ET5	88,826	0,197	SSA	5,25	8,88	9,23	2*3HA14
ET6	84,025	0,187	SSA	5,25	8,33	9,23	2*3HA14
ET7	76,671	0,170	SSA	5,25	7,514	9,23	2*3HA14
ET8	66,353	0,147	SSA	5,25	6,4	8,01	3HA14+3HA12
ET9	59,843	0,133	SSA	5,25	5,72	8,01	3HA14+3HA12
ET10	48,845	0,109	SSA	5,25	4,6	8,01	3HA14+3HA12
ET11	15,858	0,035	SSA	5,25	1,429	8,01	3HA14+3HA12

Vérifications à l'ELU :**➤ Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

$$\text{-Poutres principales de (35x45): } A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 42,5 \times 2,1 / 400 = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutres secondaires de (25x35): } A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times 2,1 / 400 = 0,47 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = \frac{121,01 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,425} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = \frac{122,81 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,325} = 1,49 \text{ MPa}$$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

Poutres principales $\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 1,49 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :(BAEL91.art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 121,01 - \frac{179,213}{0,9 \times 0,425} = -347,5 < 0 .$$

$$\text{Poutres secondaires } 122,81 - \frac{110,734}{0,9 \times 0,325} = -255,8 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BAEL91.art A.5.1.32)}$$

$$\text{Poutres principales } T_u = 121,01 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,425 \times 0,35 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 892,5 \text{ kN}.$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 110,734 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 487,5 \text{ kN}.$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

$$\text{avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales

$$2 \times 3 \text{ HA14} \Rightarrow \sum U_i = 26,4 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{121,01 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,425 \times 0,264} = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$3 \text{ HA14} \Rightarrow \sum U_i = 26,4 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{122,81 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,325 \times 0,264} = 1,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$.

$\Phi 14$: $l_s = 49,39 \text{ cm}$.

$\Phi 16$: $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16,93 \text{ cm}$

$\Phi 12$: $l_s = 19,76 \text{ cm}$

$\Phi 12$: $l_s = 22,58 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,4 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t=4HA8 =2.01 \text{ cm}^2$

Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$

- Poutre principales de (30x50) : $S_t = 12,5\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) : $S_t = 8,75\text{cm}$

Soit $S_t=7\text{cm}$

➤ **Zone courante** : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales de (35x50) : $S_t' = 25\text{cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) : $S_t' = 17.5\text{cm}$

Soit $S_t'=15\text{cm}$

Délimitation de la zone nodale

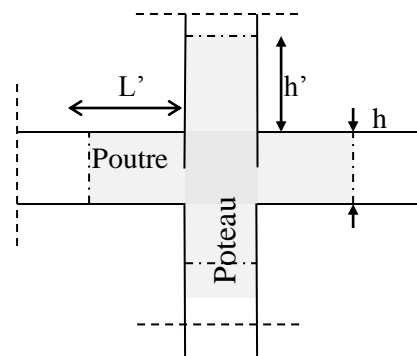
$$L'=2xh$$

$$h'=\max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

- $h' = 60 \text{ cm}$

- $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$: poutres principales de (35x45)

- $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaire de (25x30)

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IX 1.1.2 Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

.La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres principal										
Story	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
RDC	-65,992	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	131,36	5,12	15	Condition vérifié
ET1	-69,361	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	138,06	5,38	15	
ET2	-74,759	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	148,81	5,80	15	
ET3	-78,211	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	155,68	6,07	15	
ET4	-80,471	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	160,18	6,24	15	
ET5	-85,328	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	169,84	6,62	15	
ET6	-88,331	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	175,82	6,85	15	
ET7	-89,791	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	201,24	7,35	15	
ET8	-93,498	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	209,55	7,66	15	
ET9	-95,217	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	213,40	7,80	15	
ET10	-95,299	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	213,59	7,80	15	
ET11	-26,733	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	59,92	2,19	15	

Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principal										
Story	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
RDC	43,865	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	87,31	3,40	15	Condition vérifié
ET1	43,566	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	86,72	3,38	15	
ET2	45,183	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	89,94	3,51	15	
ET3	45,008	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	89,59	3,49	15	
ET4	46,483	12,06	0,725	0,877	25,65	0,039	92,52	3,61	15	
ET5	48,443	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	108,57	3,97	15	
ET6	48,241	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	108,12	3,95	15	
ET7	50,254	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	112,63	4,12	15	
ET8	52,874	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	118,50	4,33	15	
ET9	52,094	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	116,76	4,27	15	
ET10	59,155	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	132,58	4,84	15	
ET11	61,125	10,65	0,641	0,882	27,37	0,037	137,00	5,01	15	

Vérification de l'état limite de compression du béton en appuis des poutres secondaires										
Story	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
RDC	-17,055	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	51,19	2,79	15	Condition vérifié
ET1	-25,503	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	76,55	4,18	15	
ET2	-36,116	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	108,41	5,91	15	
ET3	-45,051	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	135,22	7,38	15	
ET4	-50,786	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	152,44	8,32	15	
ET5	-58,093	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	174,37	9,51	15	
ET6	65,071	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	-195,32	-10,66	15	
ET7	-68,257	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	204,88	11,18	15	
ET8	-71,823	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	215,58	11,76	15	
ET9	-76,72	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	230,28	12,56	15	
ET10	-63,197	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	189,69	10,35	15	
ET11	-14,605	12,06	1,237	0,85	18,33	0,055	43,84	2,39	15	

Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires										
Story	Ms (kNm)	As adoptée	ρ_1	β_1	K1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} bar	obs
RDC	10,236	10,65	1,092	0,856	19,72	0,051	34,55	1,75	15	Condition vérifié
ET1	16,051	10,65	1,092	0,856	19,72	0,051	54,17	2,75	15	
ET2	22,788	10,65	1,092	0,856	19,72	0,051	76,91	3,90	15	
ET3	28,979	10,65	1,092	0,856	19,72	0,051	97,81	4,96	15	
ET4	31,29	10,65	1,092	0,856	19,72	0,051	105,61	5,36	15	
ET5	35,137	9,23	0,947	0,863	21,5	0,047	135,73	6,31	15	
ET6	40,143	9,23	0,947	0,863	21,5	0,047	155,07	7,21	15	
ET7	39,243	9,23	0,947	0,863	21,5	0,047	151,59	7,05	15	
ET8	39,236	8,01	0,822	0,871	23,76	0,042	173,04	7,28	15	
ET9	43,445	8,01	0,822	0,871	23,76	0,042	191,60	8,06	15	
ET10	35,493	8,01	0,822	0,871	23,76	0,042	156,53	6,59	15	
ET11	10,366	8,01	0,822	0,871	23,76	0,042	45,72	1,92	15	

IV.1.1.3 Etat limite de déformation

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

➤ **Calcul de la flèche**

- On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. (Etage courant)

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3550}{500} = 7,1mm$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{6000}{500} = 12mm$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } \bar{f} = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87MPa$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{a}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

vérification de la flèche dans le sens longitudinal :

NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	I ₀ (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	f _{adm} [mm]	Obs
RDC	10,236	3550	10818,866	35	10,65	1,09231	0,00769	31,228	0,9735	143131	156274,480	0,76	7,1	Condition vérifiée
ET1	16,051	3550	10818,866	35	10,65	1,09231	0,00769	48,969	0,9830	143131	156263,130	1,20	7,1	
ET2	22,788	3550	10818,866	35	10,65	1,09231	0,00769	69,522	0,9880	143131	156257,173	1,70	7,1	
ET3	28,979	3550	10818,866	35	10,65	1,09231	0,00769	88,410	0,9905	143131	156254,129	2,16	7,1	
ET4	31,29	3550	10818,866	35	10,65	1,09231	0,00769	95,460	0,9912	143131	156253,300	2,33	7,1	
ET5	35,137	3550	10818,866	35	9,23	0,94667	0,008873	123,689	0,9922	138339	150844,600	2,71	7,1	
ET6	40,143	3550	10818,866	35	9,23	0,94667	0,008873	141,311	0,9932	138339	150843,313	3,10	7,1	
ET7	39,243	3550	10818,866	35	9,23	0,94667	0,008873	138,142	0,9930	138339	150843,520	3,03	7,1	
ET8	39,236	3550	10818,866	35	8,01	0,82154	0,010225	159,154	0,9930	134221	146159,395	3,13	7,1	
ET9	43,445	3550	10818,866	35	8,01	0,82154	0,010225	176,228	0,9937	134221	146158,396	3,46	7,1	
ET10	35,493	3550	10818,866	35	8,01	0,82154	0,010225	143,972	0,9923	134221	146160,482	2,83	7,1	
ET11	10,366	3550	10818,866	35	8,01	0,82154	0,010225	42,048	0,9738	134221	146187,805	0,83	7,1	

Vérification de la flèche dans le sens transversal :

NIV	Ms (KN m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	I ₀ (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	Obs
RDC	43,86	6000	10818,86	50	12,06	1,23	0,006791	118,178	0,9937	404081	441509,1	3,31	Condition vérifiée
ET1	43,56	6000	10818,86	50	12,06	1,23	0,006791	117,373	0,9937	404081	441509,2	3,28	
ET2	45,18	6000	10818,86	50	12,06	1,23	0,006791	121,729	0,9939	404081	441508,6	3,41	
ET3	45,00	6000	10818,86	50	12,06	1,23	0,006791	121,258	0,9939	404081	441508,6	3,39	
ET4	46,48	6000	10818,86	50	12,06	1,23	0,006791	125,231	0,9941	404081	441508,1	3,50	
ET5	48,44	6000	10818,86	50	10,65	1,09	0,00769	147,791	0,9943	393373	429427,1	3,75	
ET6	48,24	6000	10818,86	50	10,65	1,09	0,00769	147,175	0,9943	393373	429427,2	3,74	
ET7	50,25	6000	10818,86	50	10,65	1,09	0,00769	153,316	0,9945	393373	429426,4	3,89	
ET8	52,87	6000	10818,86	50	10,65	1,09	0,00769	161,309	0,9948	393373	429425,6	4,10	
ET9	52,09	6000	10818,86	50	10,65	1,09	0,00769	158,930	0,9947	393373	429425,8	4,04	
ET10	59,15	6000	10818,86	50	10,65	1,09	0,00769	180,471	0,9954	393373	429423,80	4,58	
ET11	61,12	6000	10818,86	50	10,65	1,09	0,00769	186,482	0,9955	393373	429423,31	4,74	

VI.2 Ferrailage des poteaux

VI.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme suivant les deux sens (transversal et longitudinal), selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée.

Le calcul est effectué en considérant les efforts et les moments fléchissants suivants :

- Effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant ($M_{\text{correspondant}}$).
- Moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant ($N_{\text{correspondant}}$).

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14,17	1,15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18,48	1	400	400

Combinaisons de charges :

- 1,35G+1,5Q \longrightarrow à l'ELU
- G+Q \longrightarrow à l'ELS
- G+Q \pm E \longrightarrow RPA99 modifié 2003
- 0,8G \pm E \longrightarrow RPA99 modifié 2003

Recommandations du RPA 99(modifié 2003):

a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2),

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :
 - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi L$ (zone **IIa**).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (**zone IIa**).
- ✓ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par **RPA**

Section des Poteaux (cm ²)	% minimal	% maximal (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
		4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 45*50	18	90	135
Poteaux 40*45	14,4	72	108
Poteaux 35*40	11,2	56	84
Poteaux 30*35	8,4	42	63

VI.2.2 Calcul des Armatures longitudinales:

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

1^{er} cas : Section simplement armée(SSA) : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{eme} cas : Section doublement armée(SDA) : ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{eme} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Calcul de ferrailage (flexion composée) :

Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min}	Choix armatures	A _{adoptée}	Schéma de ferrailage
45*50	SENS X-X	G+Q+Ey	-2039,21	-5,876	0,025	0,475	SEC	0	0	18	10HA16	20,11cm ²	
		0,8G+Ex	423,71	36,715	0,025	0,475	SET	3,5	8,73				
		G+Q+Ex	-1129,81	-85,322	0,025	0,475	SEC	0	0				
	SENS Y-Y	G+Q+Ey	-2039,21	-5,876	0,025	0,425	SEC	0	0				
		0,8G+Ex	423,71	36,715	0,025	0,425	SET	3,75	8,45				
		G+Q+Ey	-1129,81	-85,322	0,025	0,425	SEC	0	0				
40*45	SENS X-X	G+Q+Ey	-1592,82	-12,943	0,025	0,425	SEC	0	0	14,4	4HA16 6HA14	17,28cm ²	
		0,8G+Ex	149,17	9,984	0,025	0,425	SET	1,35	2,97				
		G+Q+Ex	-647,72	-91,512	0,025	0,425	SEC	0	0				
	SENS Y-Y	G+Q+Ey	-1592,82	-12,943	0,025	0,375	SEC	0	0				
		0,8G+Ex	149,17	9,984	0,025	0,375	SET	1,43	2,87				
		G+Q+Ey	-647,72	-91,512	0,025	0,375	SEC	0	0				
35*40	SENS X-X	ELU	-1007,3	-8,581	0,025	0,375	SEC	0	0	11,2	4HA14 6HA12	12,94cm ²	
		0,8G+Ey	14,11	2,376	0,025	0,375	SPT	0	0,43				
		G+Q+Ex	-306,77	-82,066	0,025	0,375	SPC	0	4,15				
	SENS Y-Y	ELU	-1007,3	-8,581	0,025	0,325	SEC	0	0				
		0,8G+Ey	14,11	2,376	0,025	0,325	SET	0,1	0,4				
		G+Q+Ey	-306,77	-82,066	0,025	0,325	SPC	2,92	0				
30*35	SENS X-X	ELU	-483,77	-4,625	0,025	0,325	SEC	0	0	8,4	4HA14 6HA12	12,94cm ²	
		0,8G+Ey	20,69	0,502	0,025	0,325	SET	0,25	0,36				
		G+Q+Ex	-81,68	-62,627	0,025	0,325	SPC	6,24	0				
	SENS Y-Y	ELU	-483,77	-4,625	0,025	0,275	SEC	0	0				
		0,8G+Ey	20,69	0,502	0,025	0,275	SET	0,25	0,35				
		G+Q+Ey	-81,68	-62,627	0,025	0,275	SPC	4,97	0				

Les Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.2), les armatures transversales "A_t" sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \Rightarrow \quad A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \times S_t$$

Tel que:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversal.

S_t : espacement des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau. $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : la hauteur libre de poteau.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales. Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ **Dans la zone nodale** $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$S_t \leq \min(10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm})$ Soit: **$S_t = 10 \text{ cm}$**

➤ **Dans la zone courante** $S_t \leq \min(15\phi)$.

$S_t \leq \min(15 \phi) = \min(15 \times 1,2) = 18 \text{ cm}$ Soit: **$S_t = 13 \text{ cm}$**

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{min} = 0.3\% S_t . b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{min} = 0.8 \% S_t . b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

Poteau	Étage	Hauteur	L_f	B	λ_g	A_t^{min}	A_{adopte}	Obs
45*50	RDC	4,08	2,856	0,45	6,34	1,95	2,01	Condition vérifiée
45*50	1	3,06	2,142	0,45	5,04	1,76	2,01	
40*45	2 ,3 ,4	3,06	2,142	0,4	5,355	1,56	2,01	
35*40	5 ,6 ,7	3,06	2,142	0,35	6,12	1,33	2,01	
30*35	8 ,9 ,10	3,06	2,142	0,3	7,14	1,17	2,01	

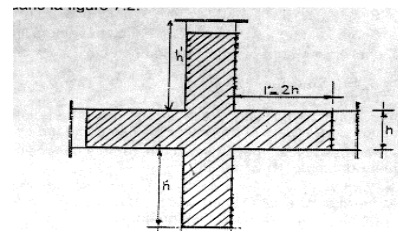
TAB VI-12 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$ (Art.7.4.2.1).

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



	H	h'
Poteau (45*50)	4,08	$h' = \text{Max} (\frac{408}{6}; 45; 50; 60) = 68 \text{ cm}$
Poteau (40*45)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306}{6}; 40; 45; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*40)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306}{6}; 35; 40; 60) = 60 \text{ cm}$
Poteau (30*35)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306}{6}; 30; 35; 60) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI-5 : Détermination de la zone nodale

➤ La longueur minimale des recouvrements:

Pour la zone II_a : L_r = 40Φ

Ø16	Ø14	Ø12
L _r = 40 × 1,6 = 64cm	L _r = 40 × 1,4 = 56cm	L _r = 40 × 1,2 = 48cm

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_b = 0,075 \bar{\tau}_{bu} \longrightarrow = 1,875 \text{MPa.}$

poteau	h _e	b	H	$\lambda_g \geq 5$	d	T _u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
45*50	4,08	0,45	0,50	6,346	0,475	54,25	0,254	1,875
40*45	3,06	0,40	0,45	5,355	0,425	62,6	0,368	1,875
35*40	3,06	0,35	0,40	6,12	0,375	56,09	0,427	1,875
30*35	3,06	0,30	0,35	7,14	0,325	43,72	0,448	1,875

Tableau V-6 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI-6 - Vérifications à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	Obs
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
45*50	$N_{max} = -1481,52$	$M_{cor} = -4,308$	5,35	97,966	5,04	75,81	CV
	$N_{min} = -392,51$	$M_{cor} = 4,759$	1,55	22,94	1,203	18,34	CV
	$N_{cor} = -825,91$	$M_{max} = -29,461$	3,962	54,651	1,83	29,19	CV
40*45	$N_{max} = -1157,32$	$M_{cor} = -9,509$	5,47	81,138	4,52	68,62	CV
	$N_{min} = -233,76$	$M_{cor} = 8,857$	1,453	20,955	0,564	9,294	CV
	$N_{cor} = -509,97$	$M_{max} = 30,981$	3,754	53,39	0,836	14,81	CV
35*40	$N_{max} = -732,31$	$M_{cor} = -6,34$	4,577	67,624	3,613	55,233	CV
	$N_{min} = -103,68$	$M_{cor} = -0,277$	0,601	8,968	0,559	8,426	CV
	$N_{cor} = -269,52$	$M_{max} = 39,367$	4,76	63,772	0	27,714	CV
30*35	$N_{max} = -352,43$	$M_{cor} = -3,446$	2,821	41,392	2,08	32,123	CV
	$N_{min} = 4,91$	$M_{cor} = -0,166$	0,1	1	0,05	0,5	CV
	$N_{cor} = 70,52$	$M_{max} = 39,463$	5,423	64,806	0	0	CV

Tableau V-7 : Vérification des contraintes a ELS.

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

Ferrailage des voiles

Introduction :

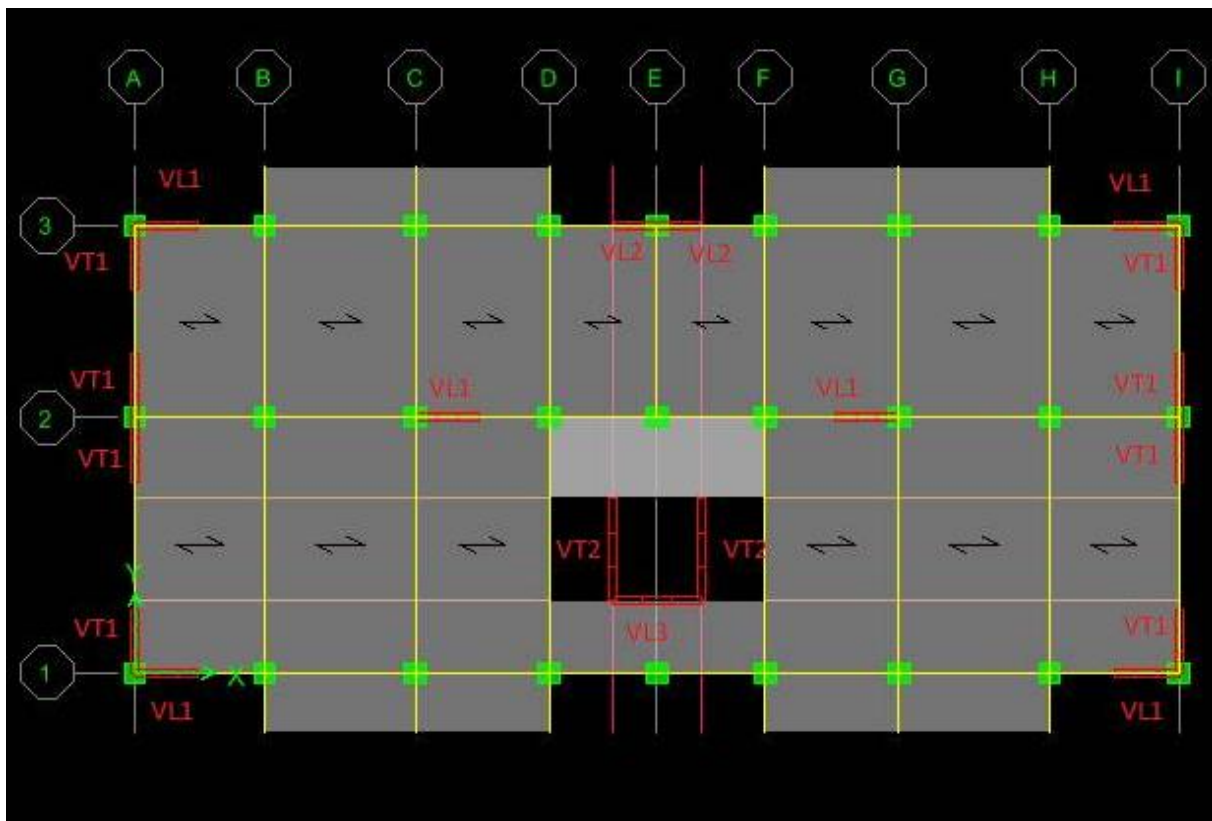
Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales
- ❖ Armatures horizontales
- ❖ Armatures de montages

Combinaison d'action :

Selon le BAEL :	{	ELU : $1.35G + 1.5Q$ ELS : $G+Q$
Selon le RPA version 2003 :	{	$G+Q\pm E$ $0.8G\pm E$



a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles :**a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [13]**

. Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% ($0.2\% \cdot L_t \cdot e$).

. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [13]

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Règles communes (Article 7.7.4.3) [13]

. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$.

. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ($\phi < e/10$).

. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VIII.3.3. Calcul des armatures :✓ **Armatures verticales****Méthode de calcul**

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a. Déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables

Les contraintes maximales et minimales peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » (S_{22en} [kN/m²]) ou être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

- . M : Moment dans le voile.
- . N : Effort normale dans le voile.
- . V' : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.
- . V : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue (V = V' = L/2).
- . B = L.e (section du béton).
- . I : Moment d'inertie du voile.

b. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right) \text{ (Art. 7.7.4 du RPA 99).}$$

Où :

- . h_e : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.
- . l' : Longueur de la zone comprimée. Tel que :
 - . Pour une S.E.C : l' = longueur totale du voile.
 - . Pour une S.P.C : l' = $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$ (Théorème de Thalès). σ_{min} est à prendre en valeur absolue.
 - . Pour une S.E.T : l' = 0 m.

c. Déterminer les efforts normaux ultimes

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Où :

- . e : Epaisseur du voile.
- . σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès.

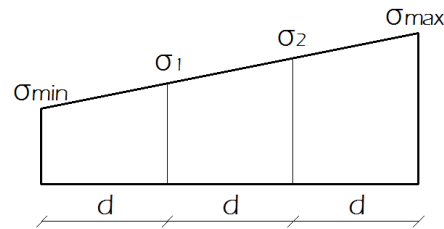
d. Calcul des sections d'armatures

Trois cas de sections peuvent se présenter :

· **1^{er} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)**

Une section est dite entièrement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux supérieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} > 0$), dans ce cas :

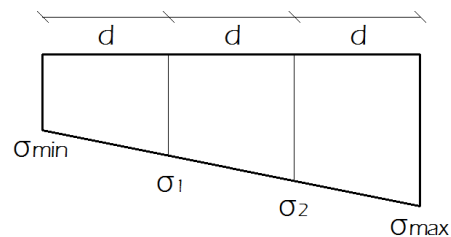
$$A_{V_i} = \frac{N_{ui} - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$



· **2^{ème} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)**

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux inférieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} < 0$), dans ce cas :

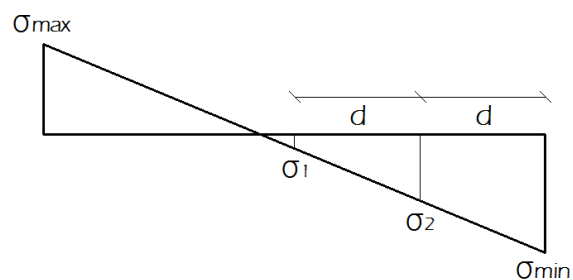
$$A_{V_i} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$



· **3^{ème} cas : Section partiellement tendue ou partiellement comprimée (S.P.T ou S.P.C)**

Une section est dite partiellement tendue ou partiellement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont de signe différents, dans ce cas :

$$A_{V_i} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$



✓ Armatures horizontales

- . Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91 [14]** : $A_H = 1/4 A_{\text{adoptée}}$.
- . Selon l'article **7.7.4.3 du RPA 99 [13]** : $A_{H-\text{min}} = 0.15\% . L.e$

Donc :

$$A_{H-\text{calculée}} = \max (A_{H-\text{BAEL}} ; A_{H-\text{min-RPA}})$$

✓ Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré (**Art. 7.7.4.3 du RPA 99 [13]**). D'où :

$$A_{tr \text{ adoptée}} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2.$$

✓ Sections minimales des armatures verticales

a. Section entièrement comprimée

- . Selon l'article **A.8.1,21 du BAEL 91 [14]** :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml. Aussi : } 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

- . Selon l'article **7.7.4.3 du RPA 99 [13]** :

$$A_{\min} \geq 0.15\% B.$$

Où :

- . B : Section du tronçon considéré.

b. Section entièrement ou partiellement tendue

- . Selon l'article **A.4.2,1 du BAEL 91 [14]** (Condition de non-fragilité) :

$$A_{\min} \geq \frac{b.d.f_{t28}}{f_e}$$

- . Selon l'article **7.7.4.1 du RPA 99 [13]** :

$$A_{\min} \geq 0.2\% B.$$

· Remarque

$$A_{\min} = \max (A_{\min-\text{RPA}} ; A_{\min-\text{BAEL}})$$

VIII.3.4. Vérifications

a. Contraintes limites de cisaillement

L'effort tranchant « V_u » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S_{12} » par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S_{12} \times Lx_e$).

- . Selon l'article **A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99 [14]**

$$\tau_u = \frac{V_{\max,ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Où $V_{\max-ELU}$ est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

. Selon l'article **7.7.2 du RPA 99 / modifié 2003 [13]**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :

. $\bar{V} = 1.4V_{\max.E}$ ($V_{\max.E}$: Valeur de l'effort tranchant maximal sous sollicitations sismiques).

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = $0.9h$.

h : hauteur totale de la section brute.

b. Vérification à l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier que la contrainte de compression σ_{bc} est inférieure à $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa. Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A}$$

Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :

- . **VL₁** : Voiles de 1,5 m de longueur.
- . **VL₂** : Voiles de 1 m de longueur.
- . **VL₃** : Voiles de 2,05 m de longueur.
- . **VT₁** : Voiles de 1,5 m de longueur.
- . **VT₂** : Voiles de 2,4 m de longueur.

Les Voiles sont divisés en fonction des étages comme suit :

- . **Zone I** : RDC et 1^{er} étage.
- . **Zone II** : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.
- . **Zone III** : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage.
- . **Zone III** : 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles longitudinales VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	III
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3	0,3
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	603,000	551,300	440,180	289,790
	N _{ser} (kN)	4806,75	4699,99	3447,12	1864,69
	V _u (kN)	844,200	771,820	616,252	405,706
	σ_{\max} (kN/m ²)	4969,770	1587,150	1865,870	2963,550
	σ_{\min} (kN/m ²)	9816,810	7022,270	6664,870	5345,820
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,50	0,28	0,33	0,53
	L _t	1,00	1,22	1,17	0,97
	d	0,34	0,18	0,22	0,36
	d _{adopté}	0,34	0,18	0,22	0,36
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,66	1,04	0,95	0,61
	σ_1	3292,469	1348,002	1517,629	1868,286
	N ₁	277,69	54,11	74,00	172,33
N ₂	217,22	140,07	144,66	113,66	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	6,94	1,35	1,85	4,31
	A _{v2} /bande (cm ²)	5,43	3,50	3,62	2,84
	A _{vj} (cm ²)	23,22	21,23	16,95	11,16
	A'v1/bande/nappe	12,75	6,66	6,09	7,10
	A'v2/bande/nappe	11,23	8,81	7,85	5,63
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3,53	1,94	2,30	3,74

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		16,07	12,3	12,3	12,3
	A'v2 adopté (cm ²)		15,38	11,3	11,3	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA16	2*4HA14	2*4HA14	2*HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
Bande 2		15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,50	4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm ²)		15,7	11,77	11,77	11,77
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	3,127	2,859	2,282	1,503
	2,5 Mpa	T _u	2,233	2,042	1,630	1,073
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	14,831	14,759	10,825	5,856

Voile longitudinal VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,00	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)	0,2	0,2	0,2	0,2
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T(kN)	156,450	129,130	105,960	66,790
	N_{ser} (kN)	1242,17	1129,04	849,45	455,95
	V_u (kN)	219,030	180,782	148,344	93,506
	σ_{\max} (kN/m²)	3998,030	1129,690	1665,620	4562,020
	σ_{\min} (kN/m²)	9524,610	5727,960	5145,760	4585,650
	σ_s (kN/m²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L_c	0,30	0,16	0,24	0,50
	L_t	0,70	0,84	0,76	0,50
	d	0,20	0,11	0,16	0,33
	d_{adopté}	0,20	0,11	0,16	0,25
	d2 = L_t - d_{adopté}	0,51	0,73	0,59	0,25
	σ_1	2879,227	981,156	1306,193	2281,010
	N₁	135,55	23,18	48,45	171,52
N₂	146,05	71,18	77,38	57,17	
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	3,39	0,58	1,21	4,29
	A_{v2}/bande (cm²)	3,65	1,78	1,93	1,43
	A_{vj} (cm²)	6,02	4,97	4,08	2,57
	A'_{v1}/bande/nappe	4,89	1,82	2,23	4,93
	A'_{v2}/bande/nappe	5,16	3,02	2,95	2,07

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande}/\text{nappe}$ (cm ²)		2,07	1,15	1,71	3,49
	A'v1 adopté (cm ²)		9,23	9,23	9,23	9,23
	A'v2 adopté (cm ²)		9,23	9,23	6,78	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
Bande 2		15	15	15	15	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	AH /nappe (cm ²)		3,00	3,00	3,00	3,00
	AH adopté (cm ²)		15,7	11,77	11,77	11,77
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10	15HA10
Armatures horizontales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Armatures transversales	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,217	1,004	0,824	0,519
	2,5 Mpa	T _u	0,869	0,717	0,589	0,371
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	5,809	5,280	3,972	2,132
Vérification des constructions						

Voiles transversals VT1 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3	0,3
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	602,470	588,010	575,210	323,210
	N _{ser} (kN)	4832,12	4431,14	3210,00	1706,91
	Vu (kN)	843,458	823,214	805,294	452,494
	σ_{\max} (kN/m ²)	6119,660	3333,160	2868,470	2643,550
	σ_{\min} (kN/m ²)	9704,330	6667,430	5590,020	3984,150
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,58	0,50	0,51	0,60
	L _t	0,92	1,00	0,99	0,90
	d	0,39	0,33	0,34	0,40
	d _{adopté}	0,39	0,33	0,34	0,40
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,53	0,67	0,65	0,50
	σ_1	3546,909	2222,292	1887,183	1474,190
	N ₁	373,84	185,16	161,28	164,24
	N ₂	189,11	148,17	123,08	74,13
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	9,35	4,63	4,03	4,11
	A _{v2} /bande (cm ²)	4,73	3,70	3,08	1,85
	A _{vj} (cm ²)	23,20	22,64	22,15	12,44
	A' _{v1} /bande/nappe	15,14	10,29	9,57	7,22
	A' _{v2} /bande/nappe	10,53	9,36	8,61	4,96

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande}/\text{nappe (cm}^2)$		4,06	3,50	3,56	4,19
	$A'v1$ adopté (cm ²)		16,07	12,3	12,3	12,3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v2$ adopté (cm ²)		15,38	11,3	11,3	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA16	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA14	2*5HA12	2*5HA12	2,5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
	Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,50	4,50	4,50
AH adopté (cm ²)		15,7	11,77	11,77	11,77	
choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10	15HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	3,124	3,049	2,983	1,676
	2,5 Mpa	T_u	2,231	2,178	2,130	1,197
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	14,909	13,915	10,080	5,360

Voile cage d'assesseur VL3 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,05	2,05	2,05	2,05
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,41	0,41	0,41	0,41
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	464,770	405,800	303,760	235,340
	N _{ser} (kN)	1443,41	1258,17	919,44	510,37
	Vu (kN)	650,678	568,120	425,264	329,476
	σ_{max} (kN/m ²)	2887,820	1618,060	1711,550	1906,320
	σ_{min} (kN/m ²)	9553,230	6001,140	4065,870	2982,160
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,48	0,44	0,61	0,80
	L _t	1,57	1,61	1,44	1,25
	d	0,32	0,29	0,40	0,53
	d _{adopté}	0,32	0,29	0,40	0,53
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	1,26	1,32	1,04	0,72
	σ_1	7628,017	4922,433	2924,837	1711,280
	N ₁	545,04	317,04	283,03	250,14
N ₂	958,78	651,93	303,55	122,81	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	13,63	7,93	7,08	6,25
	A _{v2} /bande (cm ²)	23,97	16,30	7,59	3,07
	A _{vj} (cm ²)	17,89	15,62	11,69	9,06
	A' _{v1} /bande/nappe	18,10	11,83	10,00	8,52
	A' _{v2} /bande/nappe	28,44	20,20	10,51	5,34
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3,33	3,05	4,25	5,60

Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		20,09	15,38	15,38	11,3
	A'v2 adopté (cm ²)		30,77	22,6	22,6	22,6
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*5HA16	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA12	2*10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
Bande 2		15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7,69	6,15	6,15	6,15
	AH adopté (cm ²)		15,7	11,77	11,77	11,77
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T _b	1,763	1,540	1,152	0,893
	2,5 Mpa	T _u	1,260	1,100	0,823	0,638
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,164	2,834	2,071	1,150

Voiles d'assenseur VT2 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV
	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)	2,40	2,40	2,40	2,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,48	0,48	0,48	0,48
	He	4,080	3,060	3,060	3,060
	h	3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)	590,230	279,560	226,570	175,990
	N _{ser} (kN)	3377,02	2904,17	2097,73	1144,54
	Vu (kN)	826,322	391,384	317,198	246,386
	σ_{max} (kN/m ²)	3886,540	2206,580	1644,800	2907,500
	σ_{min} (kN/m ²)	10373,710	6987,580	6297,500	5132,780
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c	0,65	0,58	0,50	0,87
	L _t	1,75	1,82	1,90	1,53
	d	0,44	0,38	0,33	0,58
	d _{adopté}	0,44	0,38	0,33	0,58
	d2 = L _t - d _{adopté}	1,31	1,44	1,57	0,95
	σ_1	2915,804	1742,042	1358,404	1809,517
	N ₁	296,63	151,63	99,51	272,92
	N ₂	381,92	250,86	213,49	172,54
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	7,42	3,79	2,49	6,82
	A _{v2} /bande (cm ²)	9,55	6,27	5,34	4,31
	A _{vj} (cm ²)	22,72	10,76	8,72	6,78
	A'v1/bande/nappe	13,10	6,48	4,67	8,52
	A'v2/bande/nappe	15,23	8,96	7,52	6,01

armatures minimales	$A_{min}/\text{bande}/\text{nappe (cm}^2)$		4,58	4,03	3,48	6,08
	$A'v1$ adopté (cm ²)		18,46	18,46	13,56	13,56
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v2$ adopté (cm ²)		22,6	22,6	22,6	22,6
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*10HA12	2*10HA12	2*10HA12	2*10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		7,20	7,20	7,20	7,20
	AH adopté (cm ²)		15,7	11,77	11,77	11,77
	choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10	15HA11
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérfication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T_b	1,913	0,906	0,734	0,570
	2,5 Mpa	T_u	1,366	0,647	0,524	0,407
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	6,571	5,651	4,082	2,227

CONCLUSION

- ✚ *Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment contreventé par voiles porteurs, à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.*

- ✚ *-Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des 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 génie civil.*

- ✚ *-Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le « ETABS » que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.*

- ✚ *On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :*
 - *La résistance*
 - *La durabilité*
 - *L'économie*

- ✚ *Nous espérons que ce modeste travail sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*



BIBLIOGRAPHIE




 *Aide-mémoire RDM Edition Dunod (abaques de GALERKIN et HAHN).*


 *Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).*

 *Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)*


 *Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).*

 *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*

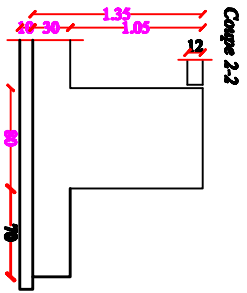
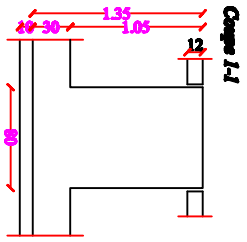
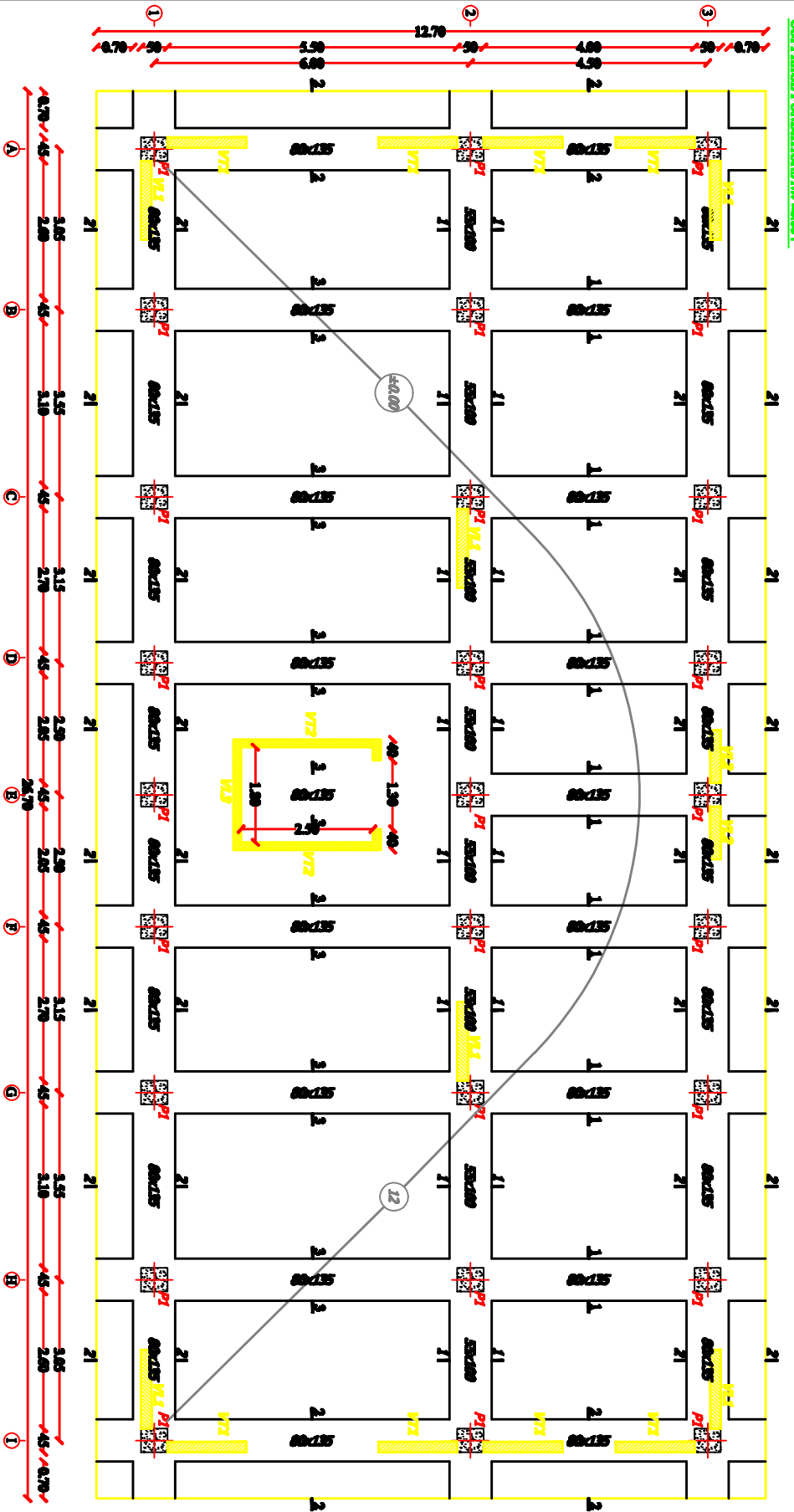
 *Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).*

 *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).*

 *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*

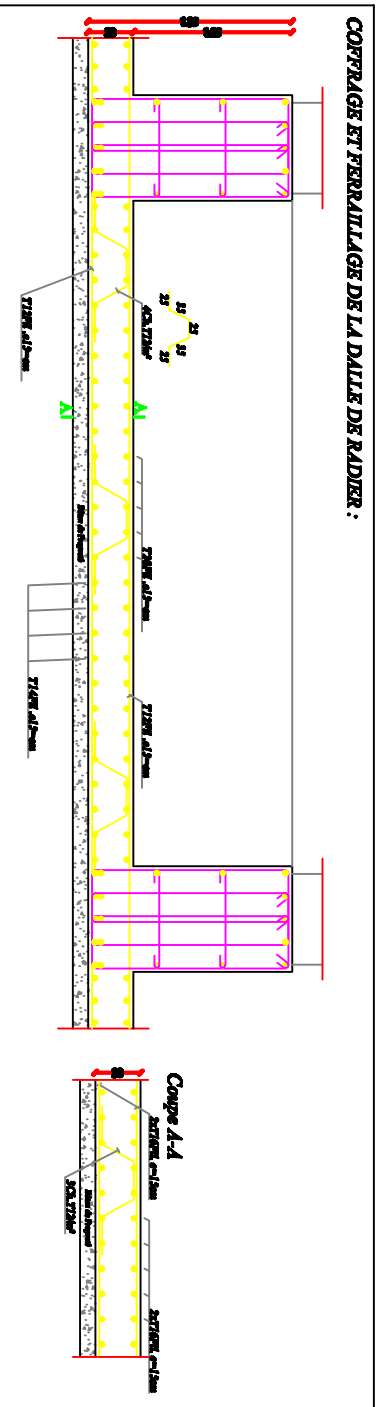
 *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.*

CONCRETE FOUNDATIONS N° 4.00 :

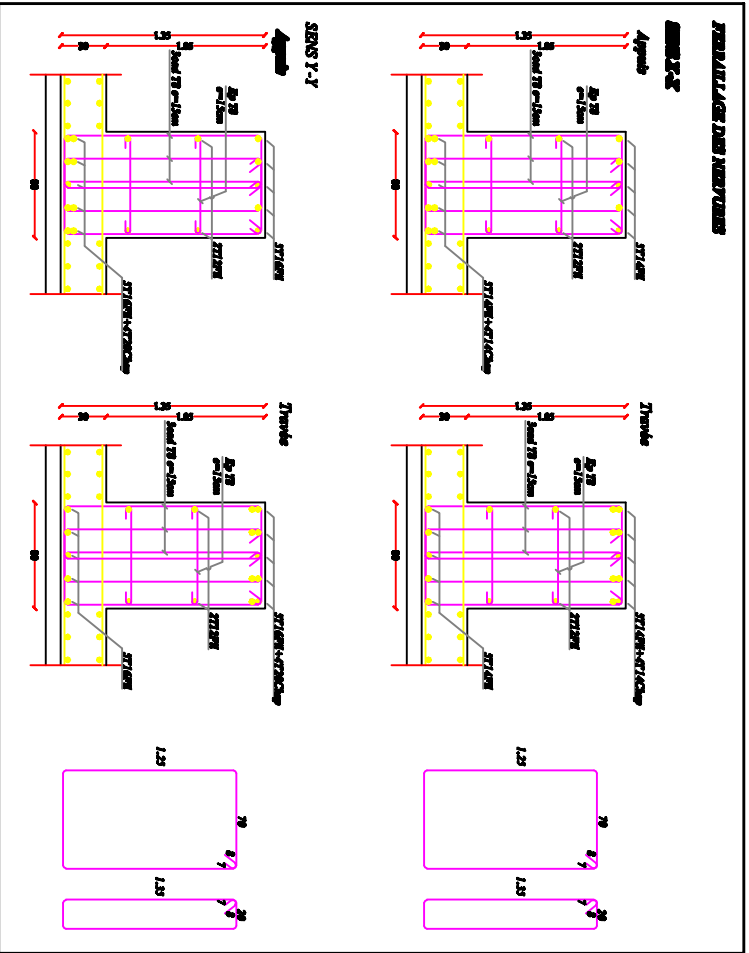


CORPAGE ET FERRAILLAGE DU BALDRIER :

CORPAGE ET FERRAILLAGE DE LA DAILE DE BALDRIER :



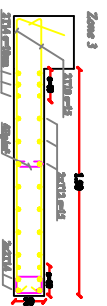
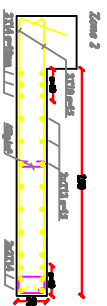
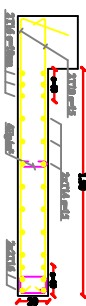
FERRAILLAGE DES NIVEAUX



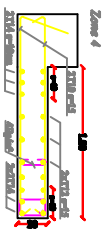
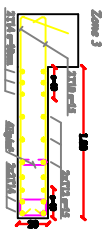
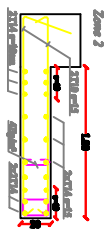
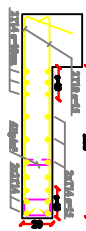
NOTES
 -> Les dimensions sont en centimètres.
 -> Les dimensions de renforcement sont indiquées en mm.

[Click here to download the drawing.](#)

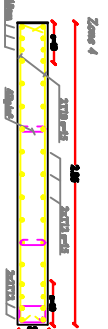
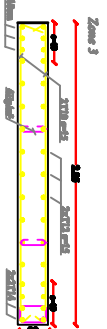
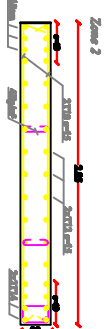
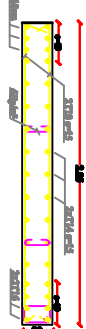
Configuration of Reinforcing Rods YZ 1



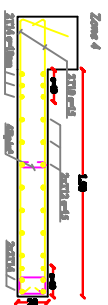
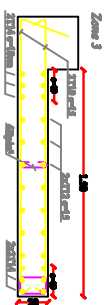
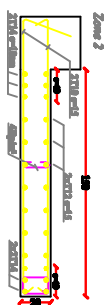
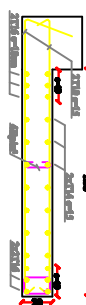
Configuration of Reinforcing Rods YZ 2



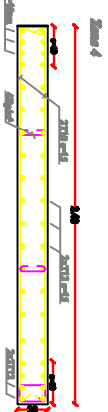
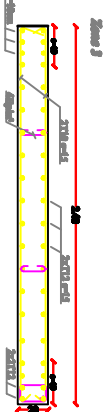
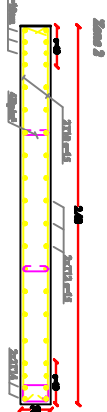
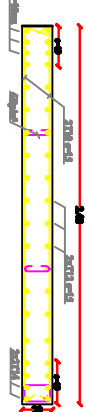
Configuration of Reinforcing Rods YZ 3

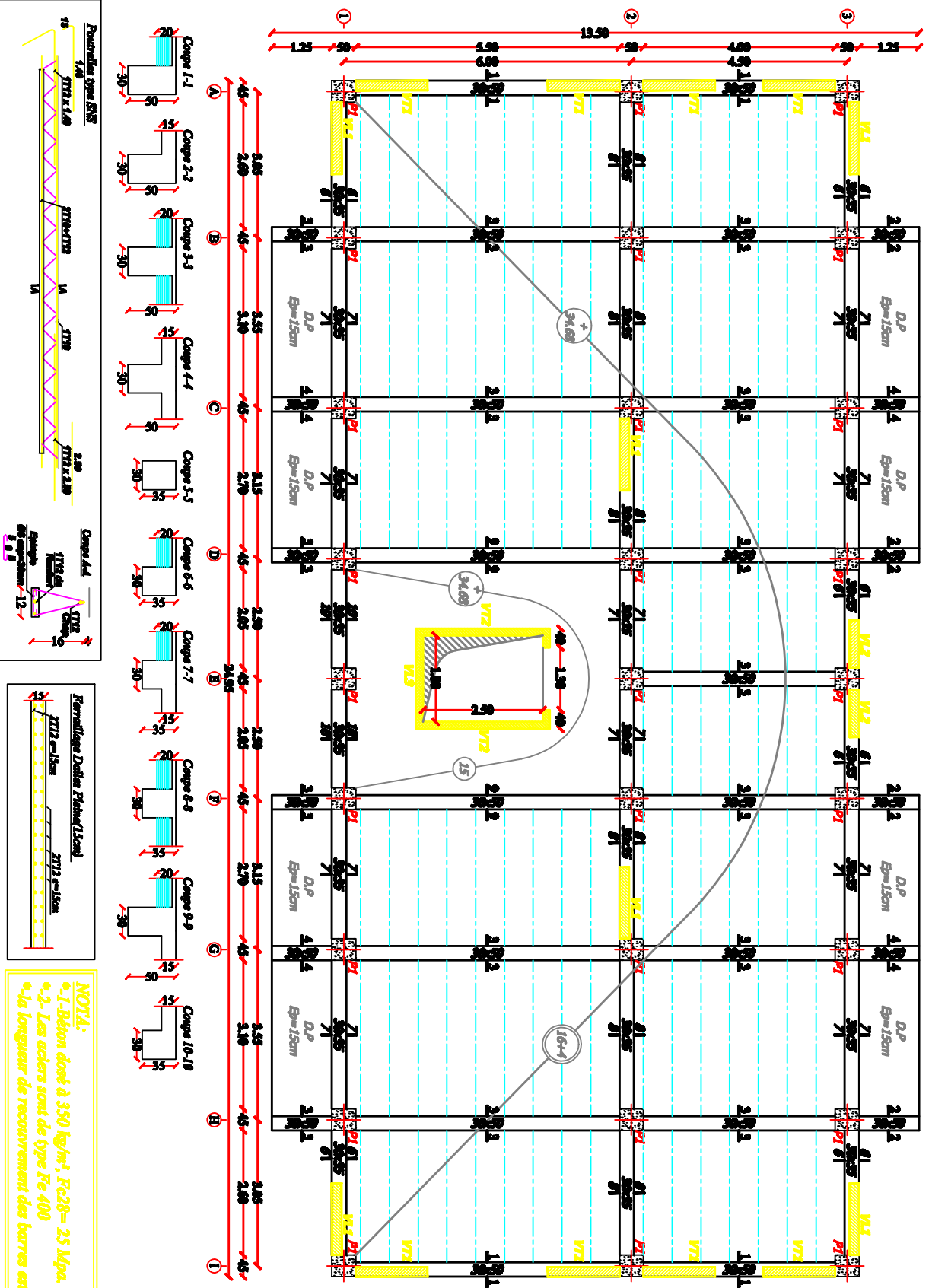


Configuration of Reinforcing Rods YZ 4



Configuration of Reinforcing Rods YZ 5





NOTA:
 *1- Béton dosé à 350 kg/m³; Fc28 = 25 Mpa.
 *2- Les aciers sont de type Fe 400
 *La longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

