

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



Mémoire de fin d'études

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

THÈME

*Étude d'un bâtiment (R+10+S.S+ES) à usage
Commercial, Service et d'habitation.
(Contreventement mixte.)
Avec l'application de l'ETABS*



Etudié par: M^r HAMMOUTI Ali
M^{elle} SEKKAI Saliha
M^r SERSOUR Sadi

Dirigé par : M^r BOUDJEMIA

Année 20013/2014



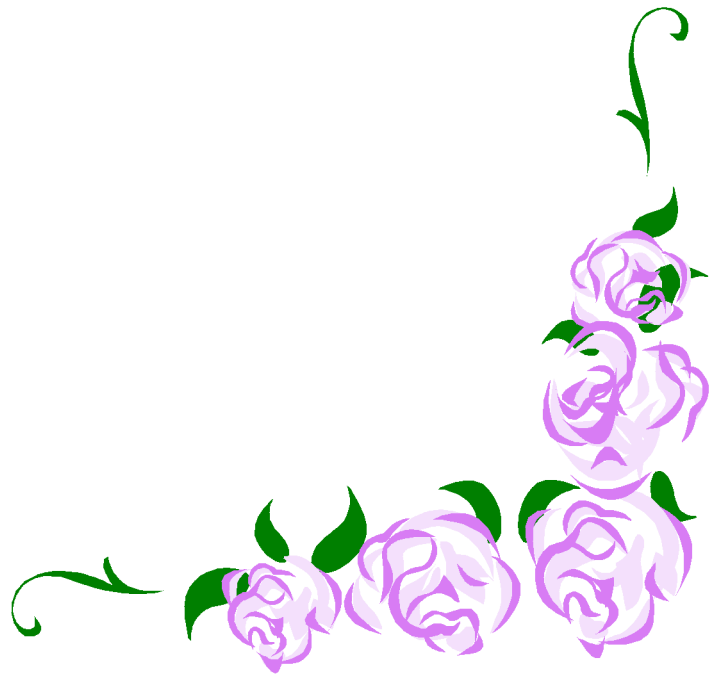
Remerciements Remerciements

Nous remercions avant tout le tout puissant, le très miséricordieux pour tout ces dons innombrables.

Nous tenons à présenter nos plus vifs remerciements à notre promoteur Mr. BOUDJEMIA pour sa disponibilité et ses conseils tout le long de notre travail et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation, et tout le personnel de génie civil

En fin nos gratitudes aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents.

A mes frères.

A mes sœurs.

A toute la famille.

A tous mes ami(e)s

A tous les étudiants de la promotion 2014.

H . ALI

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents.

A mes frères.

A mes sœurs.

A toute la famille.

A tous mes ami(e)s

A tous les étudiants de la promotion 2014.

S .SALIHA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents.

A mes frères.

A mes sœurs.

A toute la famille

*A tous mes amis (en particulier A . HOCINE , M.Sofiane , H. Sofiane ET
O.Kamel)*

A tous les étudiants de la promotion 2014.

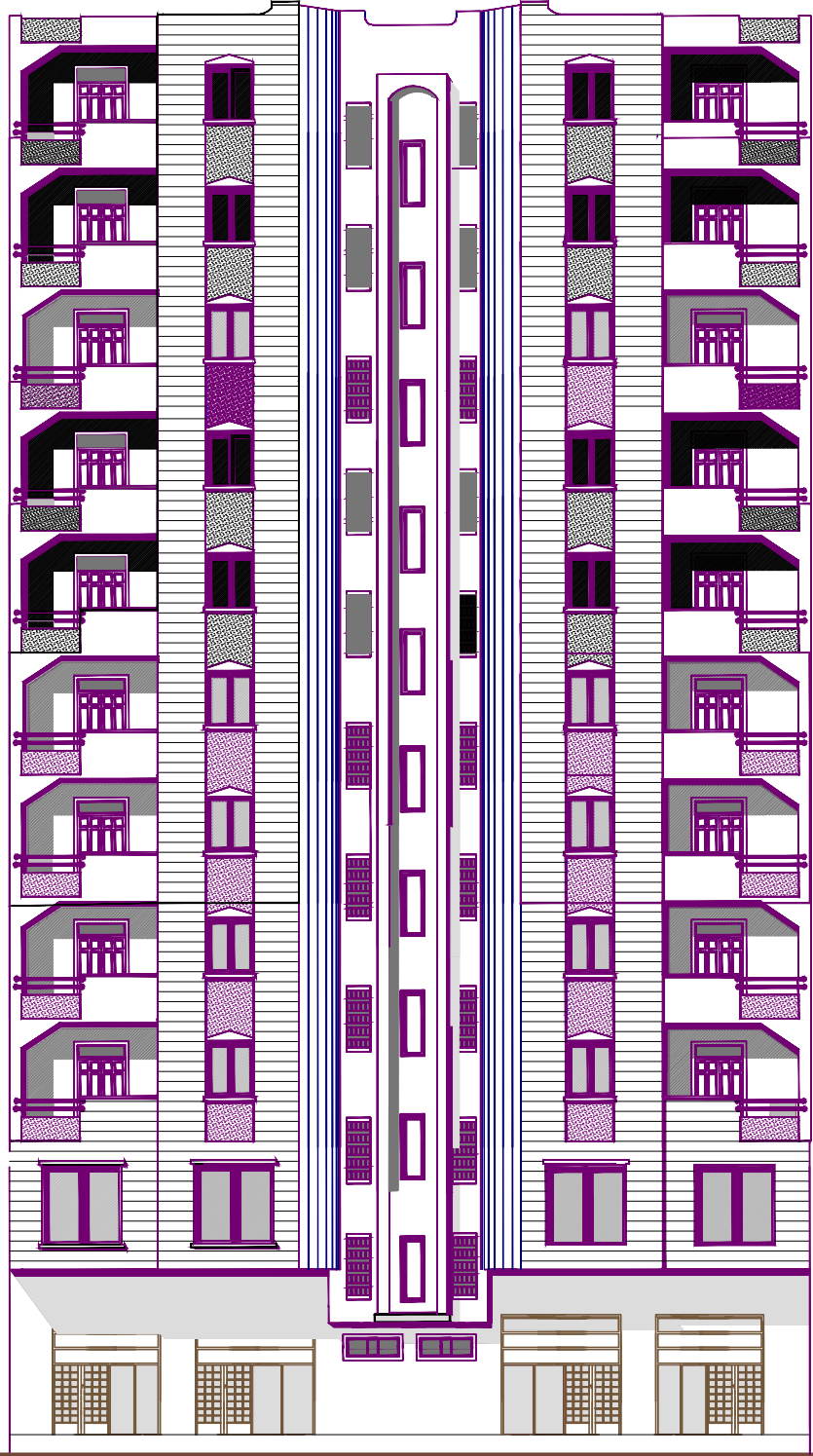
S . SADI

Plans d'architecture

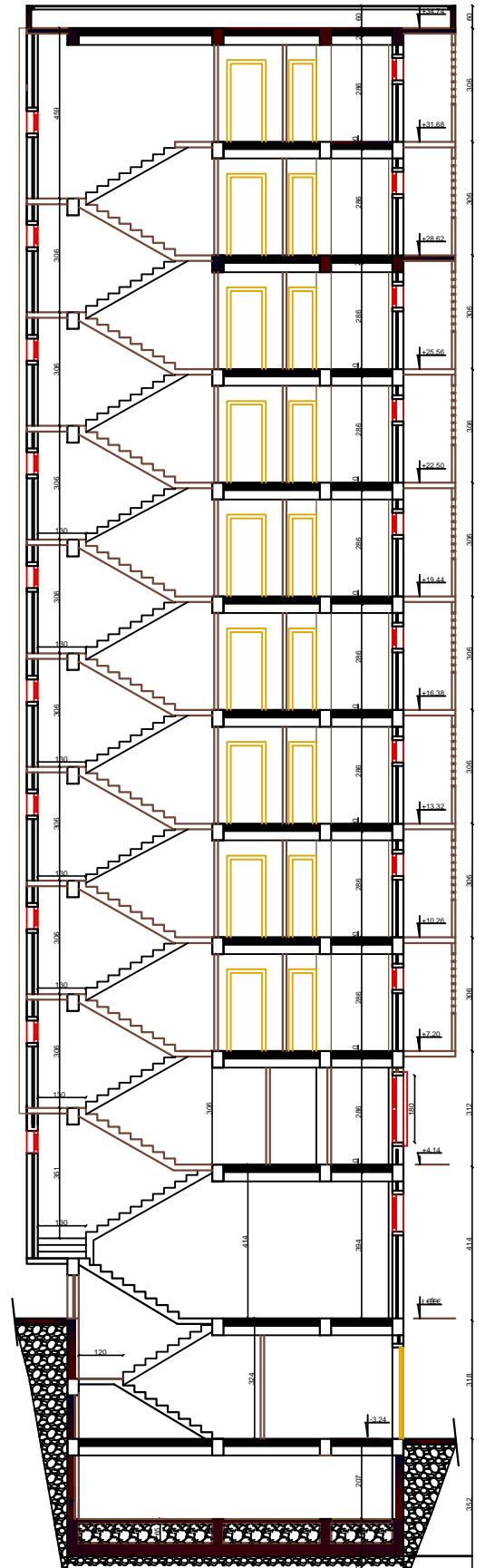
FACADE POSTERIEURE BLOC B ech 1/50



FACADE PRINCIPALE BLOC BB ech 1/50



COUPE BB BLOC - B - ECH 1/50

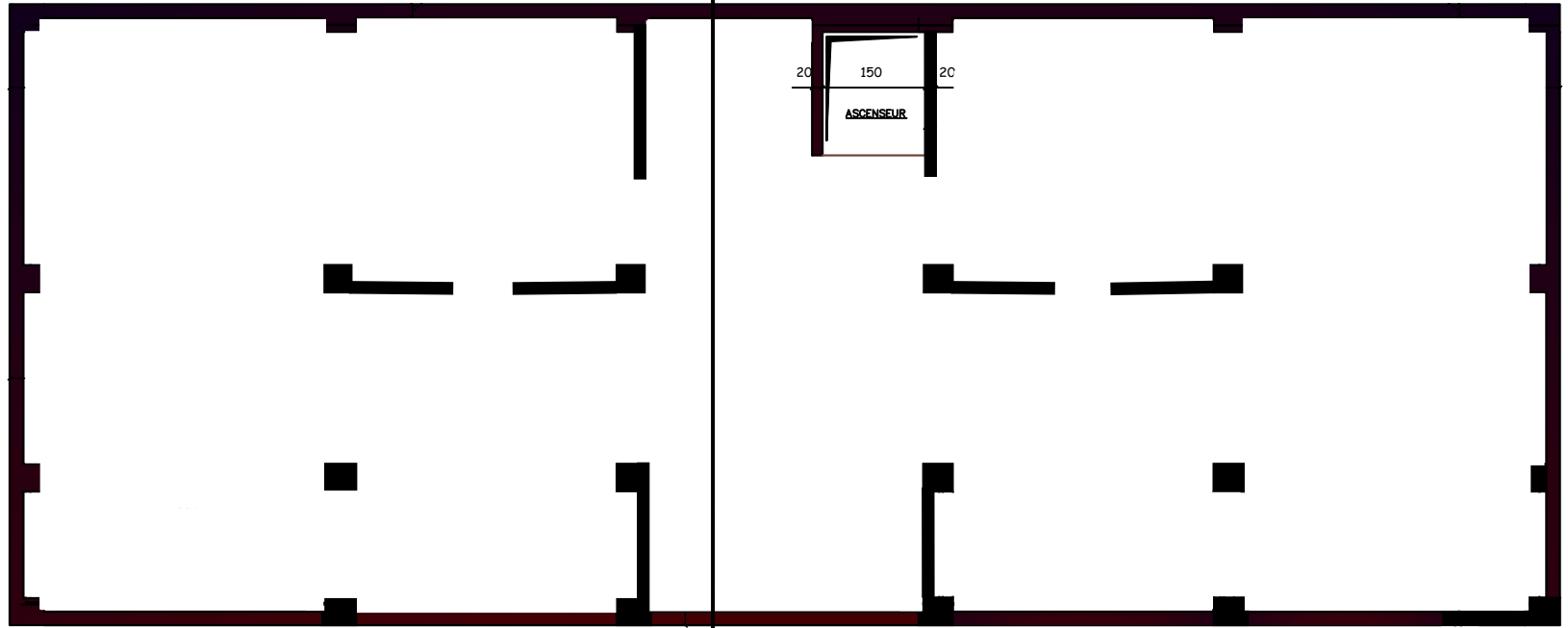
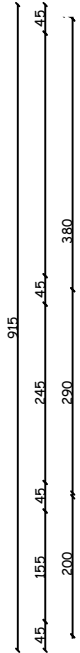
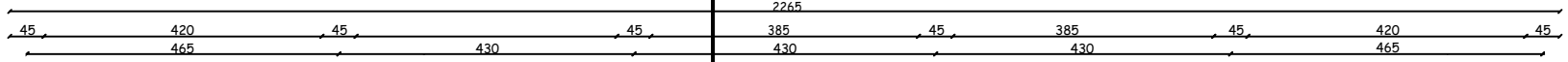


PLAN DU S/SOL

ECH:1/50

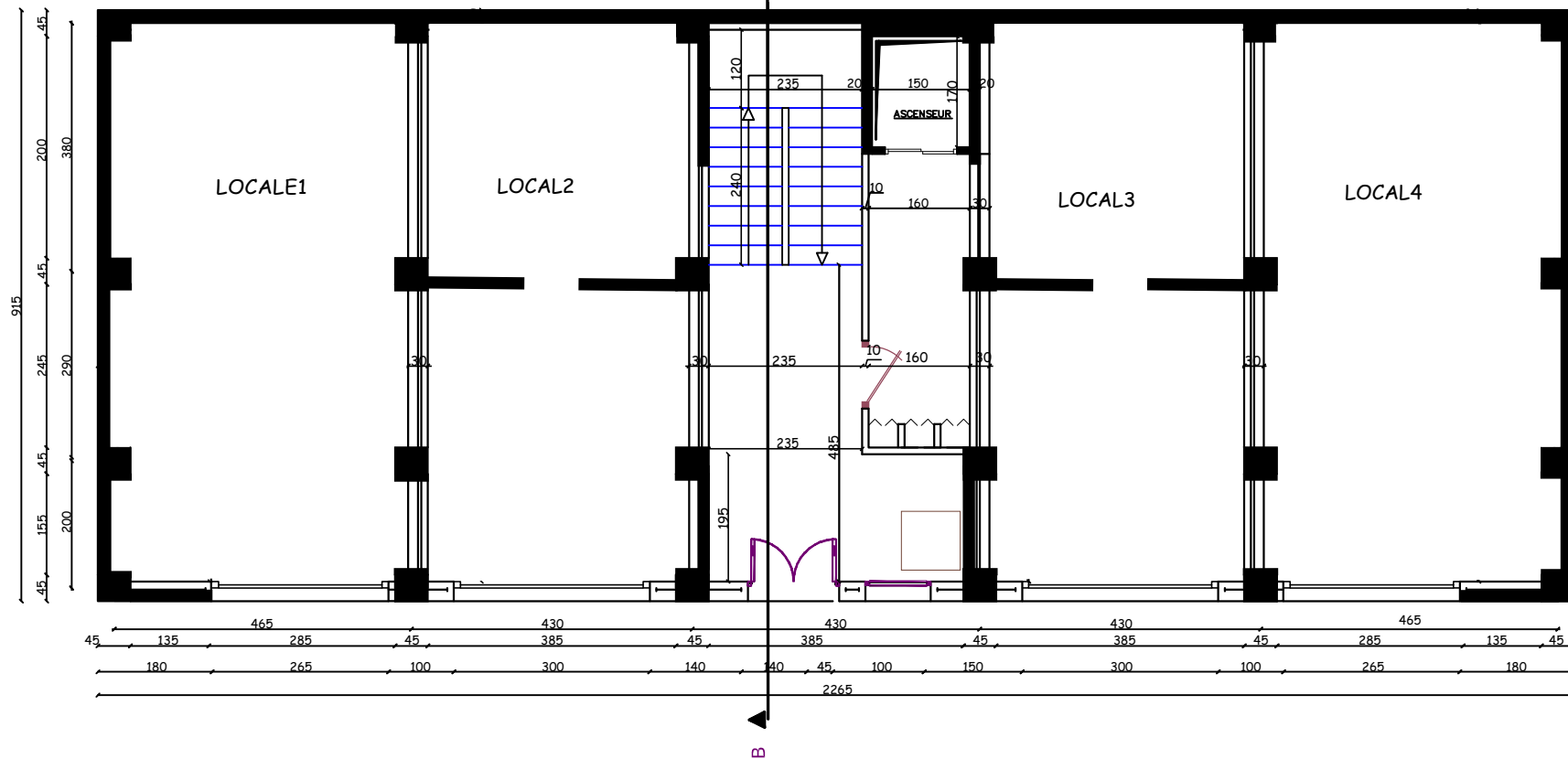
B

B



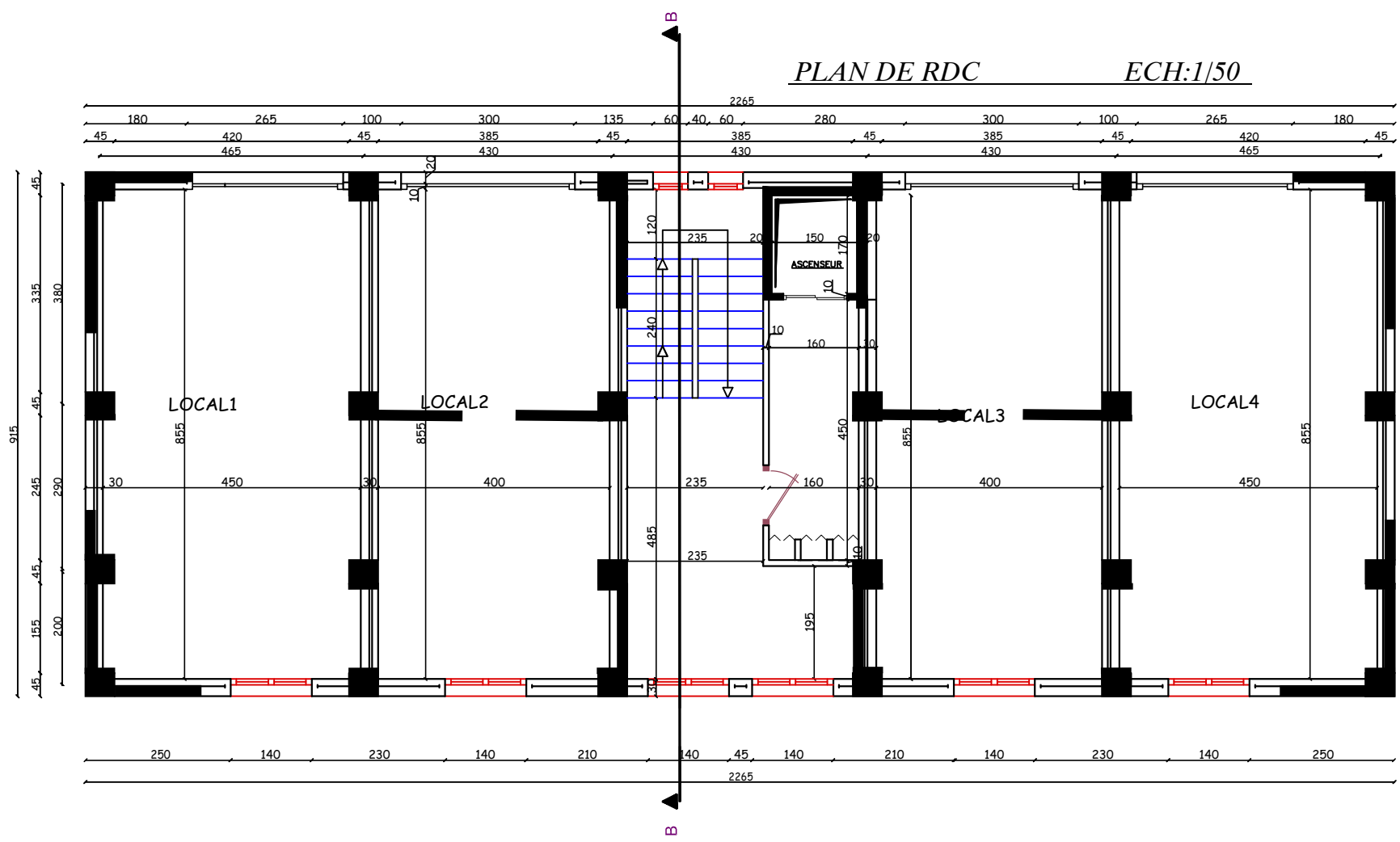
PLAN D'ENTRE SOL

ECH: 1/50



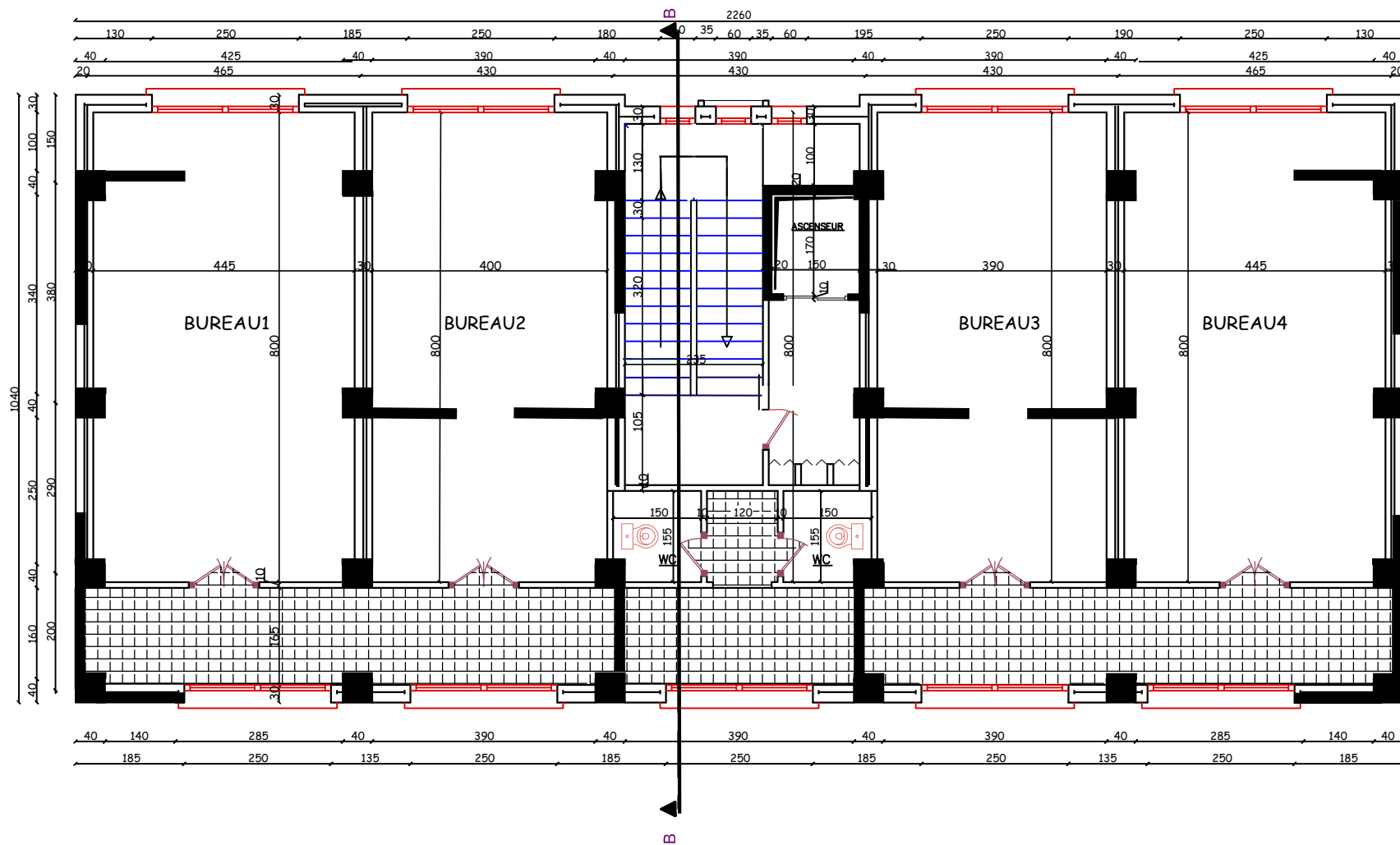
PLAN DE RDC

ECH:1/50

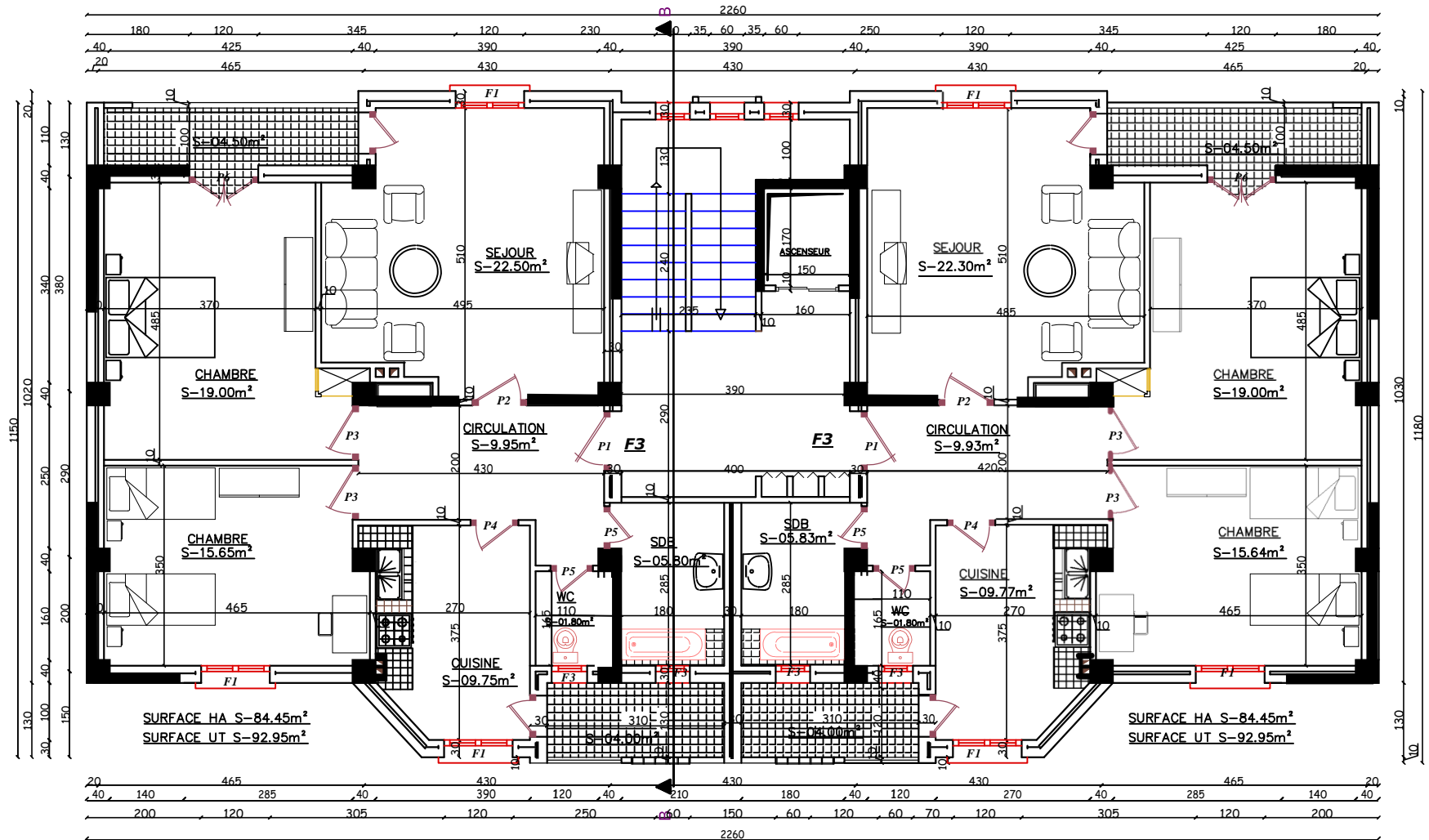


PLAN D'ETAGE SERVICE

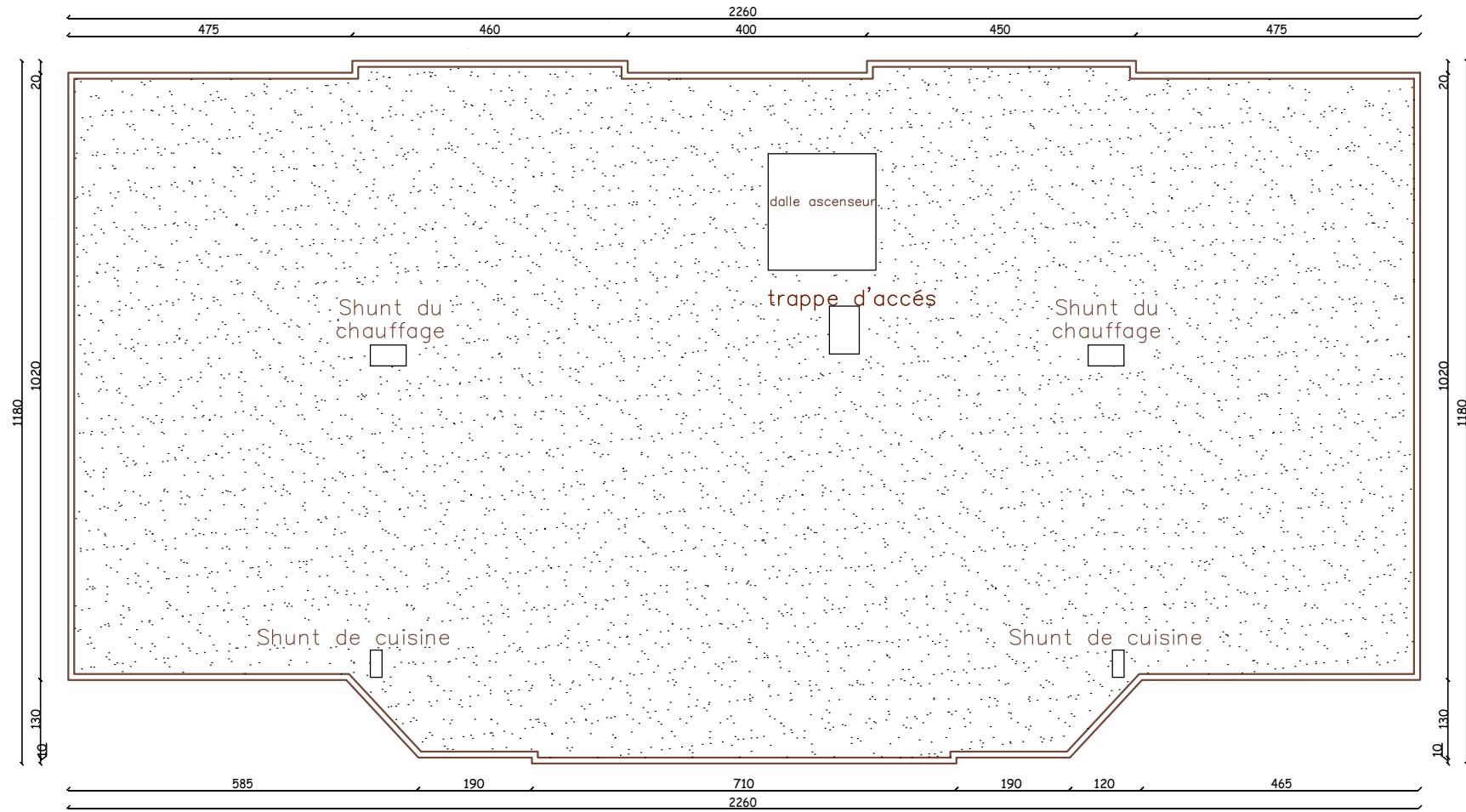
ECH:150



PLAN D'ETAGES 2,3,4,5,6,7,8,9,10 ECH:1/50



PLAN DE TERRASSE



Sommaire

Chapitre I : Généralités	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	09
Plancher	
Poutres	
Voiles	
Poteaux	
Chapitre III : Calcul des éléments.	24
Acrotère	
Plancher	
Dalle pleine	
Salle machine	
Escalier	
Chapitre IV : Etude de contreventement	104
Chapitre V : Présentation de L'ETABS	113
Chapitre VI : Vérification selon RPA.	127
Chapitre VII : Ferrailage des poutres	137
Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux	150
Chapitre IX : Ferrailage des voiles.	162
Chapitre X : Etude de l'infrastructure.	184
Conclusion	
Bibliographie	

INTRODUCTION

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accru avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En plus, il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, des détails constructifs appropriées, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays, et tenir compte des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+entre sol + sous-sol), il regroupe à la fois locaux, bureaux, et logements d'habitation. Contreventé par un système mixte (portiques + voiles). Il est structuré en Dix chapitres principaux.

Chapitre I

Généralités

I. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est l'un des bâtiments du projet du groupe de coopératives APC Bejaia de construire six blocs. Ce bâtiment est composé d'un sous-sol, un entre sol et rez-de-chaussée commercial, bureaux au premier étage, et 9 niveaux de logements. Il est implanté dans la wilaya de Bejaia, Il est limité en amont par la route menant vers Boukhiamia et Aamriou, de côté par l'un des blocs du projet, de derrière par l'OPOW de Bejaia.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaia est une zone de moyenne sismicité (II_a). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile avec interaction qui assure un contreventement mixte.

- **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**
 - ❖ Hauteur totale du bâtiment (y compris acrotère) : 40.70 m
 - ❖ Hauteur du RDC : 4.14 m
 - ❖ Hauteur de l'entre sol : 3.24 m
 - ❖ Hauteur du sous-sol : 2.12 m
 - ❖ Hauteur des étages service et courant : 3.06 m
 - ❖ Largeur totale du bâtiment : 11.80 m
 - ❖ Longueur totale du bâtiment : 22.65 m
- **Les règlements et les normes utilisés :**
 - ❖ BAEL 91
 - ❖ CBA 93
 - ❖ RPA 99 version 2003
 - ❖ Les différents DTR

I.2. Caractéristiques des matériaux :**I.2.1. Béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.2.1.1. Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.

- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le Cure du béton.

I.2.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**.

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPA.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

I.2.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25MPa$. $f_{t28} = 2.1MPa$

I.2.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

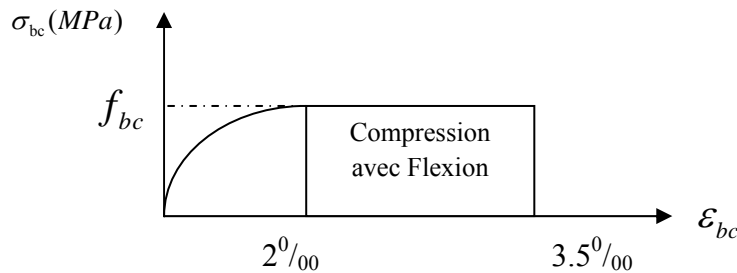


Figure 1.1 Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. ($2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

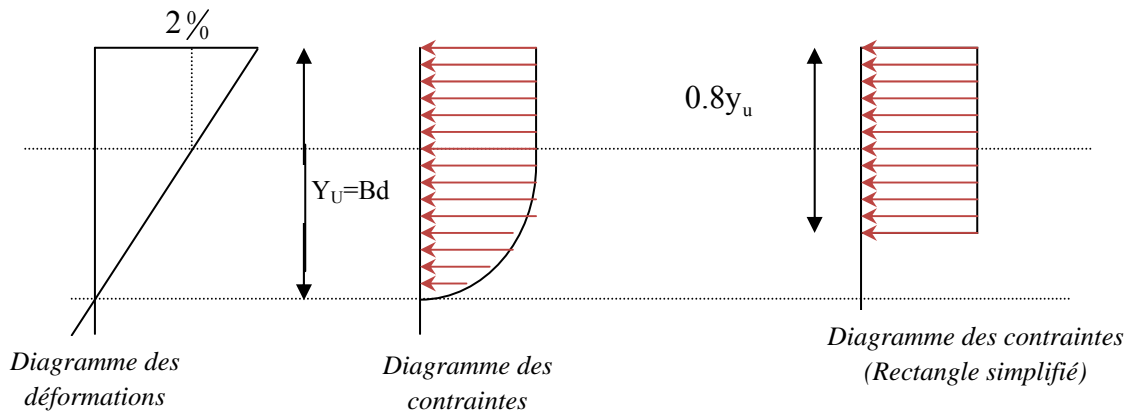
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.2.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton:

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$



F 2.2 Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

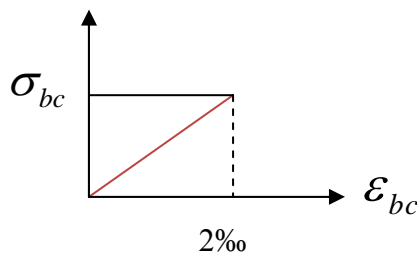
a) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} .$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :



F 2.3 diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.2.1.6. Autres caractéristiques :**♣ Module de déformation longitudinale du béton :****• A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• A long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vi}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

♣ Coefficient de poisson :

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

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

♣ Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.2.2. Les aciers :**I.2.2.1. Définition :**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.2.2.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE500Mpa avec Ø6

I.2.2.3 Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

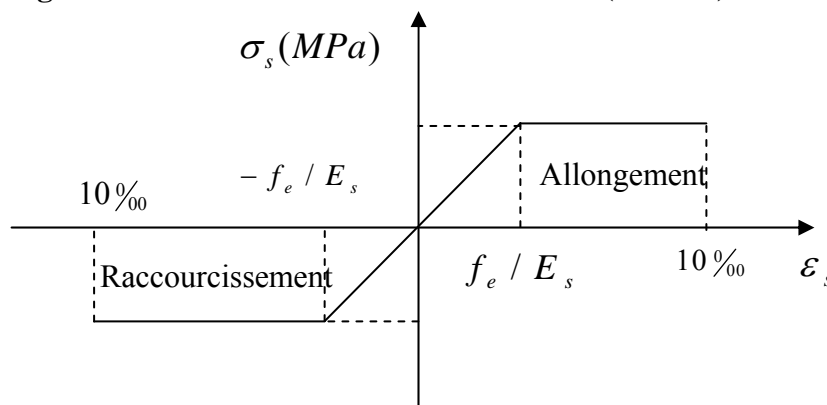
Telque :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)



F $\square\square\square$ **r** $\square\square\square$ **4** Diagramme contraintes déformations.

c) **Etat limite de service (ELS):** Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

I.3. Les actions et sollicitations :

I.3.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q_i) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.3.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 E$.
 - $0.8G\pm E$

Conclusion : Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés. Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

*Pré dimensionnement des éléments et
descente des charges*

I.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié les planchers sont en corps creux avec quelques balcons en dalles planes.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous

II.2.1. Plancher à corps creux :

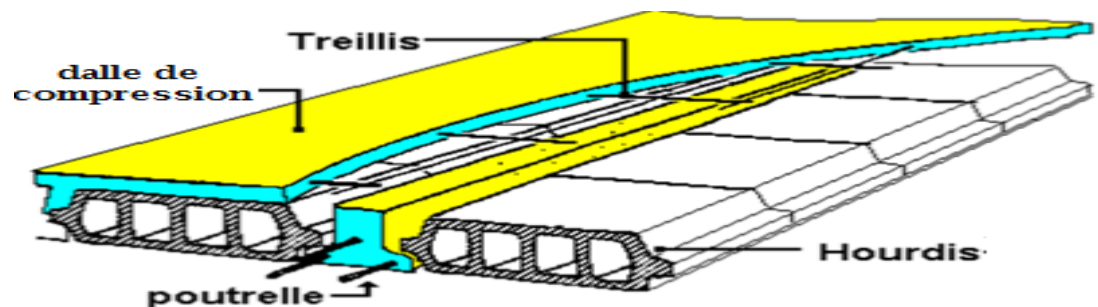


Figure II.1 : schématisation du plancher en corps creux

Les planchers des étages 1 jusqu'à 10 (service et habitation) ainsi le sous sol et l'entre sol et le RDC sont en corps creux.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec :

✓ h_t : Hauteur total du plancher.

✓ L_{max} : La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 3.8 - 0.3 = 3.5 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{350}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 15.56 \text{ cm}$

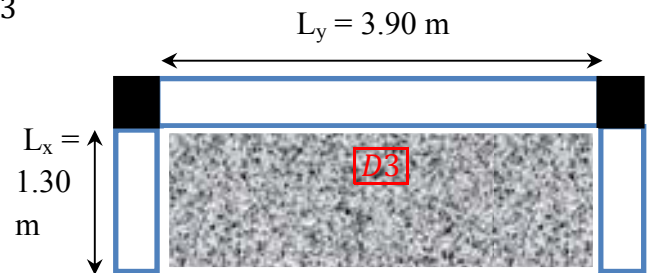
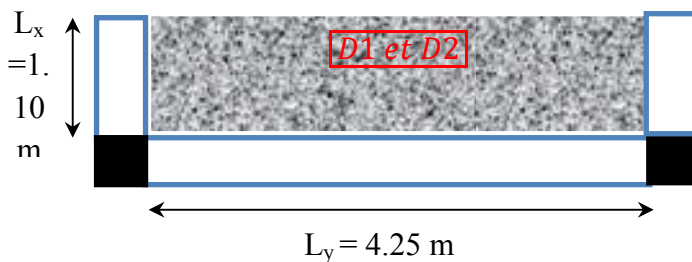
On adopte $h_t = 20 \text{ cm}$. \Rightarrow Corps creux (16+4). $\left\{ \begin{array}{l} h_{corps \text{ creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{dalle \text{ de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

II.2.2. Dalle pleine (Consol) :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- La résistance au feu.

On a un seul type de dalle pleine sur 3 appuis $\left\{ \begin{array}{l} - D1 \text{ et } D2 \\ - D3 \end{array} \right.$



L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la Flexion. Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

Où L désigne la largeur de la console

D1 et D2 :

Soit : $ep \geq \frac{110}{10}$ d'où $ep \geq 11 \text{ cm}$.

D3 :

Soit : $ep \geq \frac{130}{10}$ d'où $ep \geq 13 \text{ cm}$.

Dans notre cas, nous opterons pour $ep = 15 \text{ cm}$.

- **Condition de la résistance à la flexion et feu :**
Un panneau de dalle continu portant dans deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \text{ d'où } \frac{L_x}{50} \leq ep \leq \frac{L_x}{40} \quad (\text{BAEL 99/ Art B.7.1})$$

Un panneau de dalle portant dans un seul sens si :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \text{ d'où } \frac{L_x}{35} \leq ep \leq \frac{L_x}{30} \quad (\text{BAEL 99/ Art B.7.1})$$

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

- **D1 et D2** : $\rho = 0.26 < 0.4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq ep \leq \frac{L_x}{30} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } ep \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} 3.14 \text{ cm} \leq e \leq 3.66 \text{ cm} \\ ep \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{on opte } ep = 15 \text{ cm}$$

D3 : $\rho = 0.33 < 0.4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq ep \leq \frac{L_x}{30} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } ep \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} 3.71 \text{ cm} \leq e \leq 4.33 \text{ cm} \\ ep \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{on opte } ep = 15 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion** : Tous les dalles pleine (consols) auront une épaisseur $ep = 15 \text{ cm}$.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Le dimensionnement se fait par les règles de BAEL 91, il est donné comme suit :

- La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec : L_{max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

a) **Poutres secondaires** :

• **La hauteur h_s** :

$$\text{On a } L_{max} = (3.8 - 0.30) = 3.50 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{350}{15} \leq h_s \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 35 \text{ cm}$$

On opte pour $h_s = 35 \text{ cm}$

• **Largeur b_s** :

$$\begin{aligned} 0.4 \times 35 &\leq b_s \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \text{ cm} &\leq b_s \leq 24.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

On prend : $b_s = 30 \text{ cm}$.

Remarque :

Pour des raisons d'architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage,

On est amené à adopter la valeur de « $b_s = 30\text{cm}$ ».

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$ (b_s, h_s) : dimensions des poutres secondaires.

- **Vérification des conditions du RPA :**

✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

b) Poutres principales :

- **La hauteur h_p :**

On a $L_{max} = (4.65 - 0.30) = 4.35 \text{ m}$.

Donc : $\frac{435}{15} \leq h_p \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h_p \leq 43.5 \text{ cm}$

On opte $h_p = 35\text{cm}$

- **Largeur b_p :**

$$0.4 \times 35 \leq b_s \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \text{ cm} \leq b_s \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : $b_p = 30 \text{ cm}$ (même remarque que précédemment).

- **Vérification des conditions du RPA :**

✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$, vérifiée.

Conclusion :

- ✓ Poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

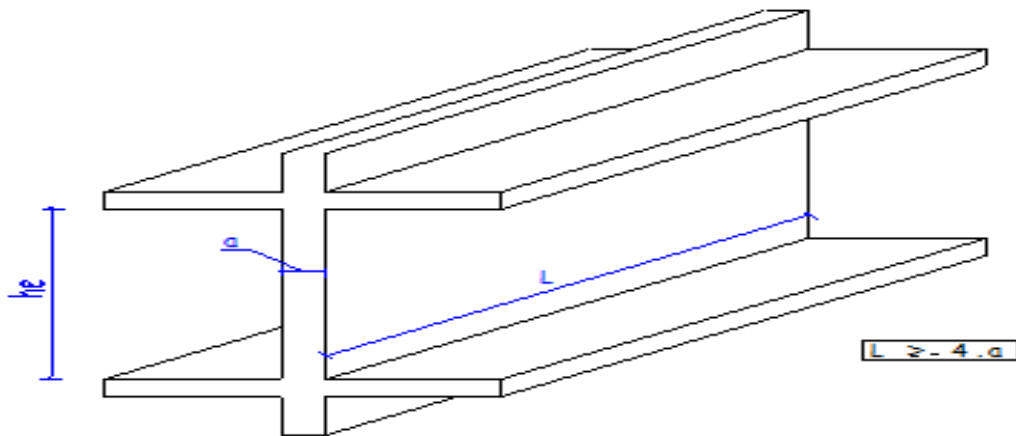


Fig II.2. Coupe en élévation d'un voile

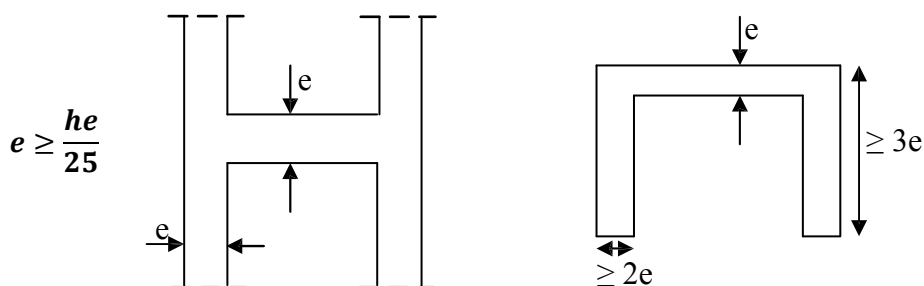
D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec :

- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué ci-dessous :

- Épaisseur du voile : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec : $h_e = h - e_{dalle}$ (hauteur libre d'étage).



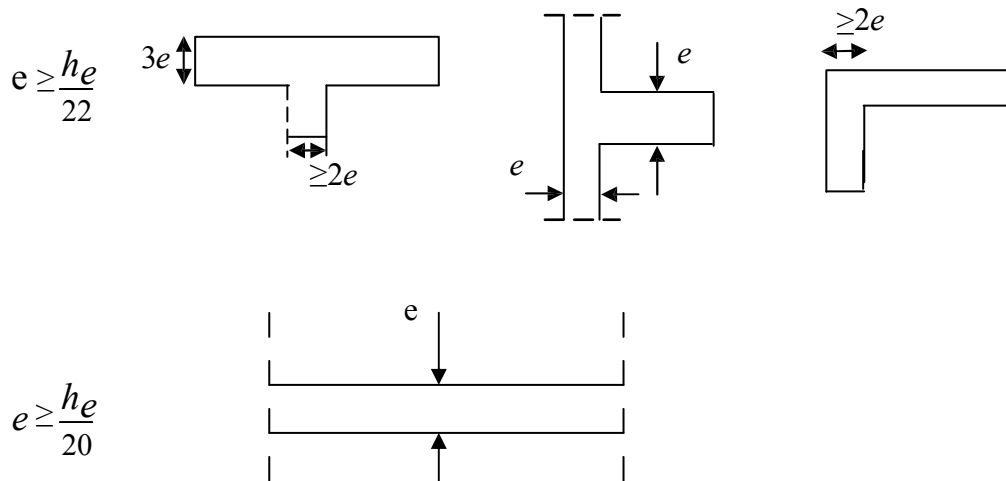


Fig. II.3. Coupes de voiles en plan.

Dans notre projet la hauteur max c'est celle du RDC

- $h_{RDC} = 4,14 \text{ m}$, donc : $h_e = 4.14 - 0.20 = 3,94\text{m}$.
- e : épaisseur du voile $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$
- $e \geq \frac{394}{20} \Rightarrow e \geq 19,7 \text{ cm}$.

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

• **La longueur minimale du voile**

La longueur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition suivante : $l_{\min} \geq 4e$

$4e = 80 \text{ cm}$ $l_{\min} = 100 \text{ cm} \geq 4e = 80 \text{ cm}$ Condition vérifiée

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à L'ELS en compression simple en considérant un effort N_{\max} , qui sera repris uniquement par la section du béton du poteau le plus sollicité .Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N_{\max} : Effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à $(G+Q)$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

Remarque :

L'effort normal N_{max} sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91, On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

II.5.1. Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (C-2) c'est les plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

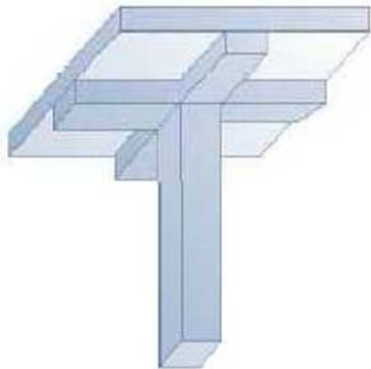


Fig. II.6. Surface d'influence d'un poteau.

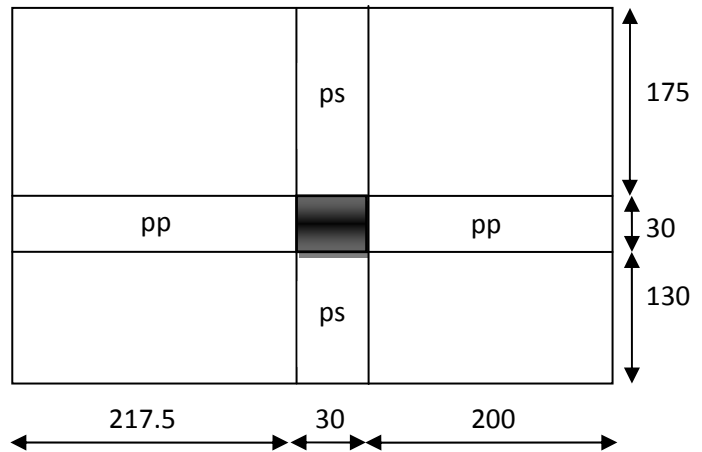


Fig. II.7. Localisation du poteau le plus sollicité.

II.5.2 Calcul de l'air du plancher revenant aux poteaux les plus sollicité

On a la section brute du (C-2) : $S_b = (2.175 + 0.30 + 2.00) \times (1.75 + 0.30 + 1.30) = 15.00 \text{ m}^2$

La section nette du (C-2) :

$$\begin{aligned}
 S_1 &= (2.175 \times 1.75) = 3.80 \text{ m}^2 \\
 S_2 &= (2.00 \times 1.75) = 3.50 \text{ m}^2 \\
 S_3 &= (2.175 \times 1.30) = 2.83 \text{ m}^2 \\
 S_4 &= (2.00 \times 1.30) = 2.60 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \longrightarrow S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.73 \text{ m}^2$$

II.6. Détermination des charges et surcharges

- Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

Tableau II.6.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.05	1	1
	2	Etanchéité multicouches	9.5	0.02	0.19	
	3	Forme de pente	22	0.070	1.54	
	4	Isolation thermique	4	0.05	0.2	
	5	Feuille polyène	0.25	0.04	0.01	
	6	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85	
	7	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total					5.99	
Plancher Courant à usage d'habitation et de service Et RDC et plancher central	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	22	0.02	0.44	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	2.5 pour le plancher de service 4 pour le plancher commercial (RDC et l'entre sol)
	4	Plancher à corps creux (16+4)		0.2	2,85	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	6	Cloison de distribution	9.19	0.12	1.1	
Total					5.39	
Dalle pleine (porte-à-faux)	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les porte-à-faux
	2	Mortier de pose	22	0.02	0.44	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total					5.19	

- Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.6.2. : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	18	0.015	0.27
	Brique creuse	9	0.10	0.9
	Lame d'aire		0.1	0
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Total				2.22
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Total				1.20

II.7. Calcul de l'effort normal sous le poteau (C-2) :

On a la Surface d'influence revenant au poteau C-2 est de : **12.73 m²**

II.7.1. Poids propre des éléments :

- **Plancher terrasse :**

$$G = 5.99 \times 12.73 = 76.25 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$G = 5.39 \times 12.73 = 68.61 \text{ KN}$$

- **Poutres :**

a) Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.35 \times 4.175) \times 25 = 10.96 \text{ KN}$$

b) Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 3,05) \times 25 = 8.01 \text{ KN}$$

D'où le poids des poutres :

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 18.97 \text{ KN}$$

II.7.2. Surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q_0 = 1.00 \times 15.00 = \mathbf{15.00 \text{ KN}}$$

- **Planche à usage d'habitation :**

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 12.73 = \mathbf{19.10 \text{ KN}}$$

- **Plancher à usage service :**

$$Q_{10} = 2.5 \times 12.73 = \mathbf{31.83 \text{ KN}}$$

- **Plancher à usage commercial (RDC et l'entre sol) :**

$$Q_{11} = Q_{12} = 4,00 \times 12.73 = \mathbf{50.92 \text{ KN.}}$$

II.7.2. Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

La loi de dégression est :
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

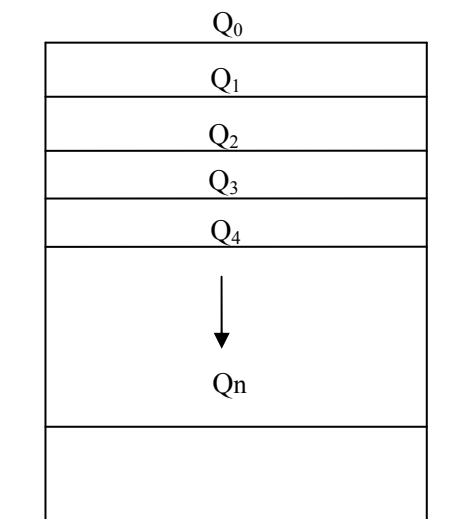
$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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



Coefficients de dégression des surcharges :

Nbr	terrass e	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Coef	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65	0.6364	0.625	0.6154	0.6071

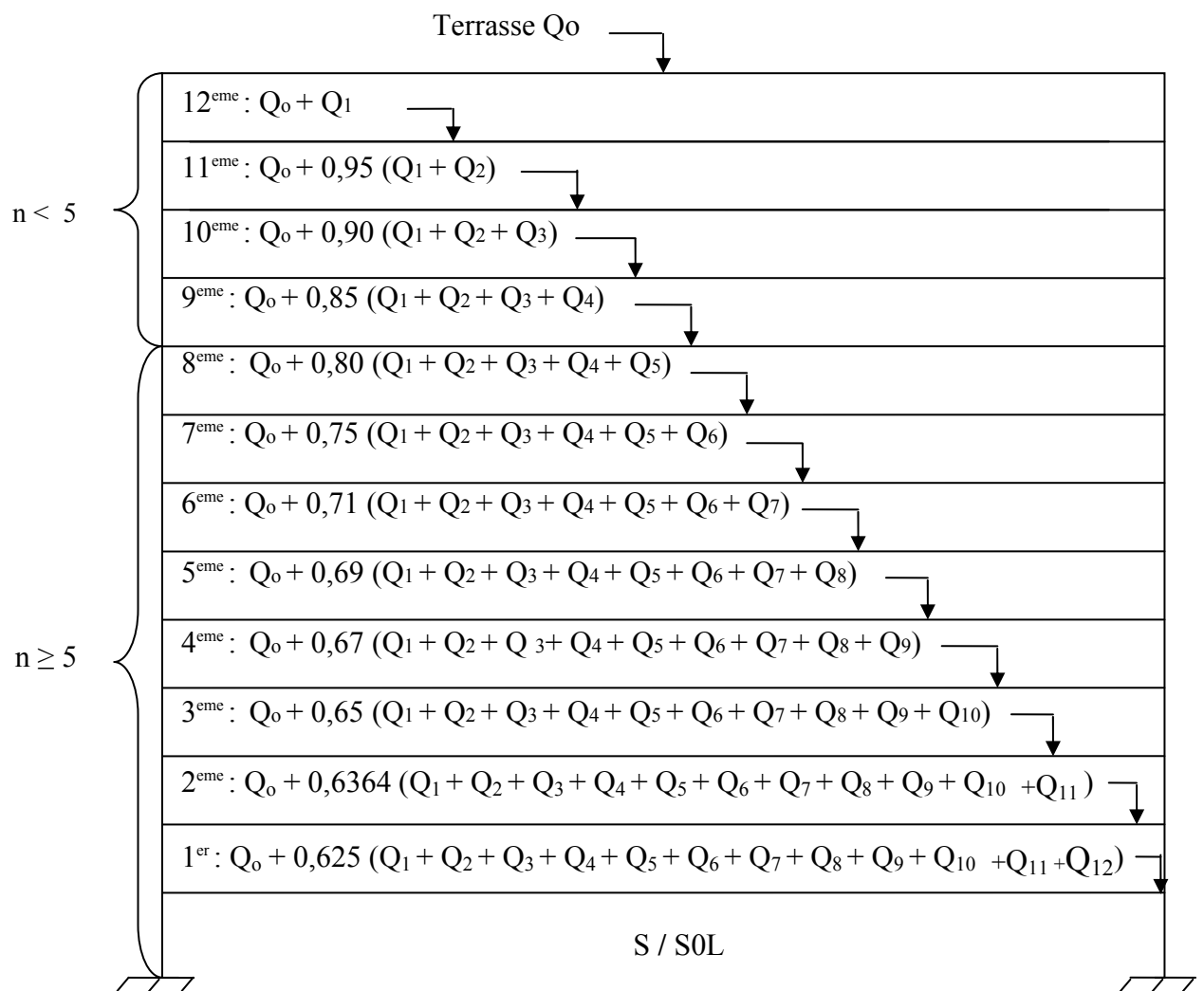


Fig. II.12. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.

$$Q_0 = 15.00 \text{ KN.}$$

$$Q_0 + Q_1 = 15.00 + 19.10 = \mathbf{34.10 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = Q_0 + 0,95(2 Q_1) = \mathbf{51.29 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = Q_0 + 0,9(3 Q_1) = \mathbf{66.57 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = Q_0 + 0,85(4 Q_1) = \mathbf{79.94 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = Q_0 + 0,8(5 Q_1) = \mathbf{91.40 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = Q_0 + 0,75(6 Q_1) = \mathbf{100.95 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = Q_0 + 0,71(7 Q_1) = \mathbf{109.927 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = Q_0 + 0,69(8 Q_1) = \mathbf{120.432 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = Q_0 + 0,67(9 Q_1) = \mathbf{130.173 \text{ KN.}}$$

$$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = Q_0 + 0,65(9 Q_1 + Q_{10}) = \mathbf{147.425 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,6364 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

$$= Q_0 + 0,636 (9 Q_1 + Q_{10} + Q_{11}) = \mathbf{176.957 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$$

$$= Q_0 + 0,625 (9 Q_1 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = \mathbf{205.981 \text{ KN}}$$

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :

ETAGE	NIVEAU	Charges permanentes					Effort normal		Section	
		Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G (KN)	G cumulé (KN)	Q _{cumulé} (KN)	N= Gc+Qc (KN)	S _{MIN} ≥ N / σ _{bc} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
10	13	76.25	0.00	18.97	95.22	95.22	15.00	110.22	73.48	30x30
09	12	68.61	6.88	18.97	94.46	189.68	34.10	223.78	149.18	30x30
08	11	68.61	6.88	18.97	94.46	284.14	51.29	335.43	223.62	30x30
07	10	68.61	6.88	18.97	94.46	378.60	66.57	445.17	296.78	35x35
06	09	68.61	6.88	18.97	94.46	473.06	79.94	553.00	368.67	35x35
05	08	68.61	6.88	18.97	94.46	567.52	91.40	658.92	439.28	35x35
04	07	68.61	6.88	18.97	94.46	661.98	100.95	762.93	508.62	35x35
03	06	68.61	6.88	18.97	94.46	756.62	109.92	866.54	577.70	40x40
02	05	68.61	6.88	18.97	94.46	851.08	120.43	971.51	647.67	40x40
01	04	68.61	6.88	18.97	94.46	945.54	130.17	1075.71	717.14	40x40
RDC	03	68.61	9.32	18.97	96.90	1042.44	147.43	1189.87	693.25	45x45
Entre sol	02	68.61	7.29	18.97	94.87	1137.31	176.96	1314.27	876.18	45x45
Sous sol	01	68.61	4.77	18.97	92.35	1229.66	205.98	1435.64	957.10	45x45

Chapitre II Prédimensionnement des éléments et descente des charges

a) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

(Art-7.4.1/RPA99 version 2003)

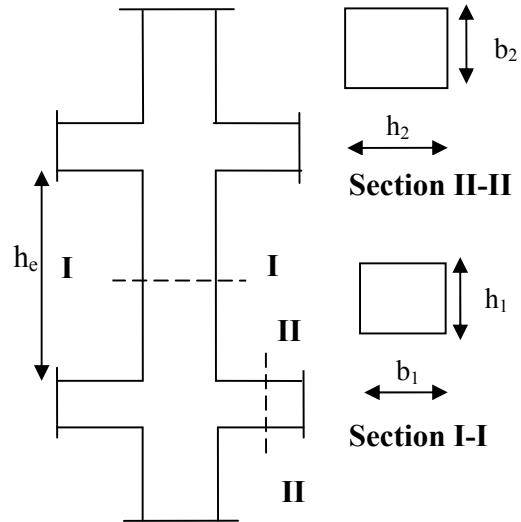
Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b_1, h_1) \geq 25cm.....en zone I et IIa

Min (b_1, h_1) \geq 30cm.....en zone IIb et III

Min (b_1, h_1) \geq 20 h_e

$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$



Poteaux (cm)	Condition exigée par RPA	Valeurs calculées	Observations
30 X 30	Min (b_1, h_1) \geq 30cm	Min (b_1, h_1) = 30cm	C V
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e / 20$	$h_e / 20 = 15.30$ cm	C V
	$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$	$b_1 / h_1 = 1$	C V
35 X 35	Min (b_1, h_1) \geq 30cm	Min (b_1, h_1) = 35cm	C V
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e / 20$	$h_e / 20 = 15.30$ cm	C V
	$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$	$b_1 / h_1 = 1$	C V
40 X 40	Min (b_1, h_1) \geq 30cm	Min (b_1, h_1) = 40cm	C V
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e / 20$	$h_e / 20 = 15.30$ cm	C V
	$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$	$b_1 / h_1 = 1$	C V
45 X 45	Min (b_1, h_1) \geq 30cm	Min (b_1, h_1) = 45cm	C V
	Min (b_1, h_1) \geq $h_e / 20$	$h_e / 20 = 20.70$ cm	C V
	$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$	$b_1 / h_1 = 1$	C V

a) Vérifications au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement « λ » soit ≤ 50

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

Avec :

λ : Elancement des poteaux

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

A : Section transversale du poteau (b x h).

I : Moment d'inertie ($I = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{h}$$

Les vérifications

Pour le S/SOL poteau (45×45) cm² : $l_0 = 2.12$ m → $\lambda = 11.42 < 50$.

Pour l'entre sol poteau (45×45) cm² : $l_0 = 3.24$ m → $\lambda = 17.46 < 50$.

Pour le RDC poteau (45×45) cm² : $l_0 = 4.14$ m → $\lambda = 22.31 < 50$

Pour le 1^{er} 2^{eme} 3^{eme} étage poteau (40×40) cm² : $l_0 = 3.06$ m → $\lambda = 18.55 < 50$.

Pour le 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage poteau (35×35) cm² : $l_0 = 3.06$ m → $\lambda = 21.20 < 50$.

Pour le 8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage poteau (30×30)cm² : $l_0 = 3.06$ m → $\lambda = 24.73 < 50$

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III

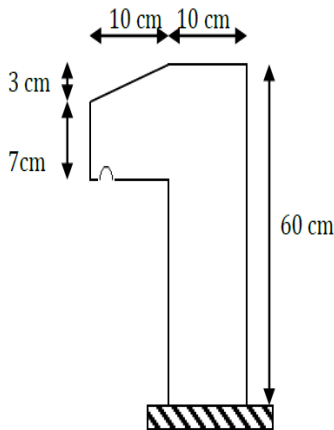
Calcul des éléments

III.1 : Acrotère :

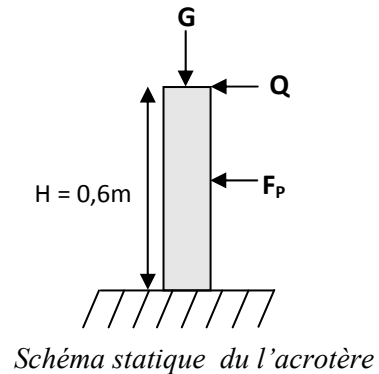
L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Il est soumis à un effort **G** dû à son poids propre et un effort latéral **Q** dû à la main courante engendrant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de **1m** de largeur.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.



Coupe verticale de l'acrotère



III.1.1 :Les sollicitations :

- Effort normal dû au Poids propre **G** : **$G = \rho \cdot s \cdot 1 \text{ m}$**

Avec :

ρ : masse volumique du béton = 2500kg/m³ = **25KN/m³**.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - (0.03 \times 0.1) / 2] = 0.0685 \text{ m}^2$.

$G = 25 \times 0.0685 \times 1 \text{ m} = 1.7125 \text{ KN}$

-Surcharge due à la poussée latérale **Q** : **$Q = 1 \text{ KN/ml}$**

-Moment de renversement **MQ** dû à **Q** : **$MQ = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$**

-Effort normal dû au poids propre **G** : **$NG = G \times 1 \text{ ml} = 1.7125 \text{ KN}$**

-Effort tranchant dû à la surcharge **Q** : **$TQ = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$**

-Moment de flexion dû à **G** : **$MG = 0$**

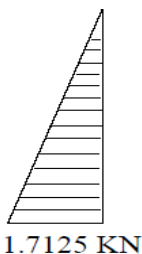


Diagramme de l'effort normal

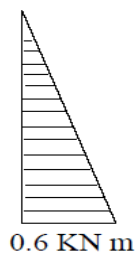


Diagramme du moment de renversement

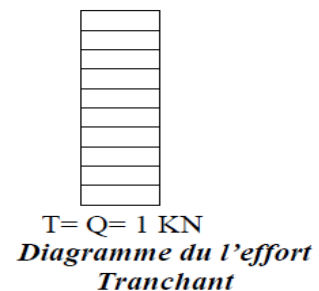


Diagramme de l'effort Tranchant

Combinaison de charge :

- **A l'ELU :**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.311 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 MQ = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

- **A l'ELS :**

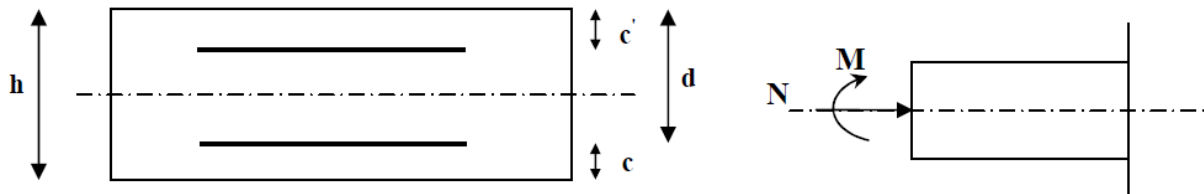
$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN}$$

$$M_s = MQ = 0.6 \text{ KN}$$

III.1.2 Ferrailage de l'acrotère:

a) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à l'ELU ; on considère une section rectangulaire ($h \times b$), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .



Section rectangulaire soumise à la flexion

h : (épaisseur de la section) = 10 cm.

b : (largeur de la section) = 100 cm.

c et **c'** : (enrobage) = 3 cm.

d : (la hauteur utile) : $h - c = 7$ cm.

IV.1.1.3.1- Calcul à l'ELU :

- **position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm}$$

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

$e_u \geq \frac{h}{2} - c' \implies$ Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

b)- Calcul en flexion simple :

-Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.31(0.05 - 0.03) = 0.9462 \text{ k N.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{0.946 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.01359 < \mu_r = 0.392 \implies \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.993$$

- **Armatures fictives:**

$$Af = \frac{Mf}{\beta d \frac{f_e}{\gamma b}} \quad \text{tq : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma b}$$

La section fictive des armatures

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} =$$

$$\text{D'où : } Af = \frac{0.9462 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times \frac{400}{1.15}} = 0.4165 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures : $A_u = Af - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$

$$A_u = 0.4165 - \frac{2.311}{34.8} = 0.398 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Les vérifications à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton : (Art A-4.2.1, BAEL 91)**

$A > A_{\min}$:

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{1.7125} = 35.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \left(\frac{35.04 - 0.445 \times 7}{35.04 - 0.185 \times 7} \right) = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_u = 0.398 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min}

$$A = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit A adopté = 4HA8 = 2.01 cm²/ml . avec un espacement St = 25cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1,13 cm}^2/\text{ ml.)}$$

b)-Espacement des armatures :

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

Armatures principales : $St \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$St \leq \text{min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.1 / BAEL 91).

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$).

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec } V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN (effort tranchant)}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 7} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement \longrightarrow Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \longrightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :**

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

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

 Ψ_s : Coefficient de scellement = 1.5 (Acier de haute adhérence).

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

 $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 0.8 + 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

Pas de risque par rapport à l'adhérence

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \Phi$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \times 0.8 = 28.218 \text{ cm.}$$

Selon [Art A.6.1, 23..BAEL 91] :

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

❖ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67, 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta b A}$$

$$\rho = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.290 \implies \beta = 0.914$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 1000}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton :

$$\alpha = 3(1-\beta) = 3(1-0.914) = \mathbf{0.258}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.258}{15(1-0.258)} = \mathbf{0.023}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_{bc} = 0.023 \times 201.63 = 1.0732 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Vérification au flambement :

1- Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = l_f \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

 λ : Élancement de l'élément L_f : Longueur de flambement i : rayon de giration I : moment d'inertie de la section A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$l_f = 2 l_0 = 2.h = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

• **Vérification à l'élancement :**

$$\lambda \leq \max [50, \min (\frac{67 e_u}{h}, 100)] = \max [50, \min (268 ; 100)]$$

$$\lambda \leq \max [50, 100] = 100$$

$$\rightarrow \lambda = 41,58 < 100$$

condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3) :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale. Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

Avec :

 A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIa)}$$

 C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires $C_p = 0.3$ w_p : poids propre de l'élément. $w_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.7125 = 0.308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion : le ferrailage adopté précédemment est justifié, car l'acrotère a été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique « F_p »

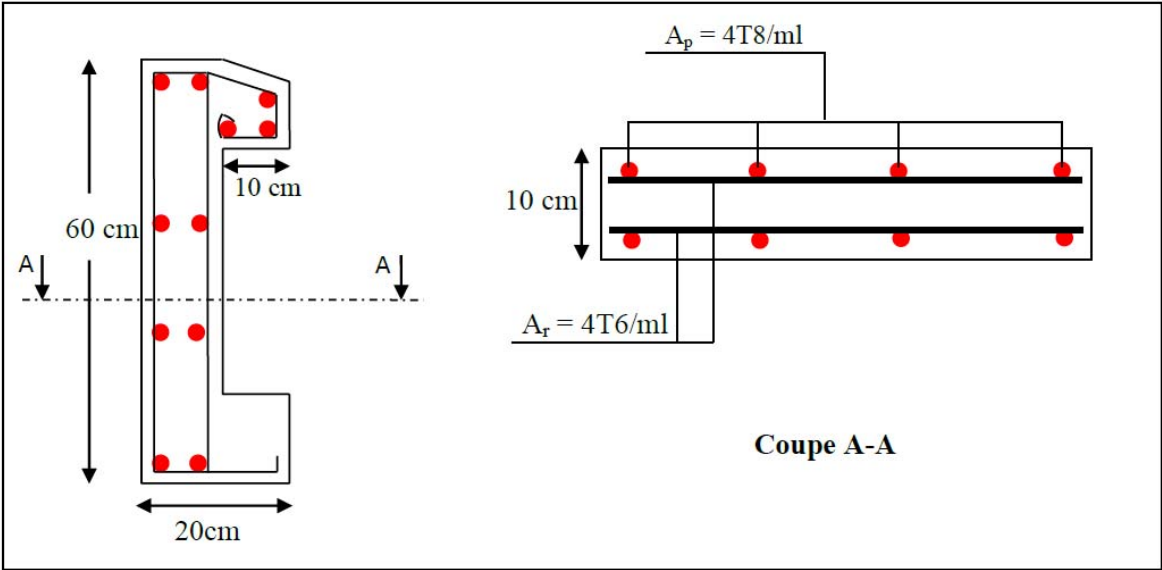


Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Planchers

III.2.1. Calcul des planchers

III.2.1.1. Planchers en corps creux :

Les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant phonique, sa dimension est de 16 cm ;
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :
 - Limité les risques de fissuration par retrait.
 - Résiste aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges.

III.2.1.2. Calcul de la dalle de compression :

Elle a une épaisseur de 04 cm, et elle est coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TL520 (figure.III.2.1), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles .

33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles .

La largeur de hourdis : $50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$

• Calcul des armatures :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{fe} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_{\perp} = 5\Phi 4 = 0.63 \text{ cm}^2$
avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

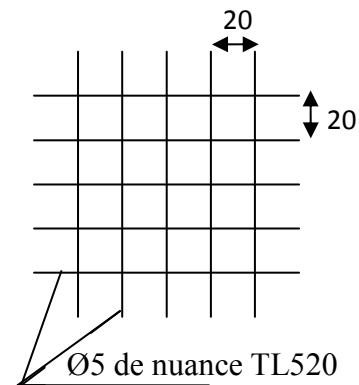


figure.III.2.1 Treillis soudé (20×20)

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2. ;$$

soit $A_{//} = 4 \Phi 4 = 0.5 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Conclusion :**

D'après les diamètres disponibles sur le marché on adopte :

Pour : $A_{\perp} = A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Le treillis soudé utilisé (TLE525) de dimension (5x5x200x200) mm .

III.2.1.3 : Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dans la largeur est déterminée par l'entre axe des deux poutrelles consécutif, le calcul se fera en deux étapes

Surface revenant aux poutrelles

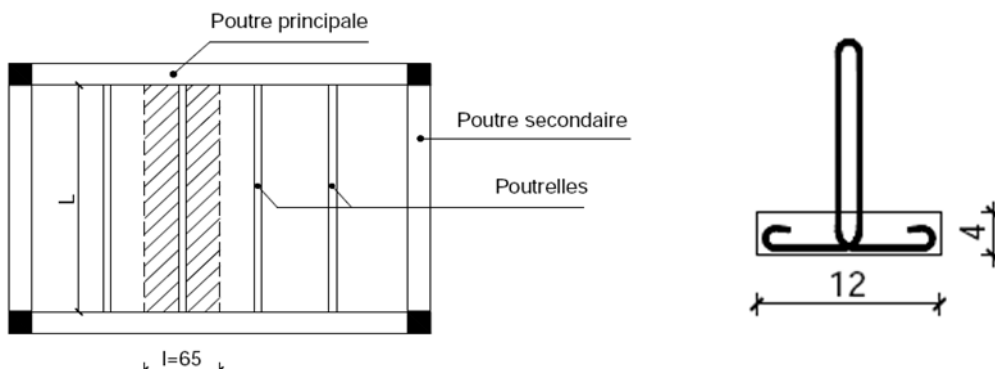


Fig.III.2.2. Coupe transversale de la poutrelle

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression (Section rectangulaire) :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter, en plus de son poids propre, le poids du corps creux et de la main d'œuvre.

Charges permanentes :

Le poids propre

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = \mathbf{0,12 \text{ KN/ml.}}$$

Le poids du corps creux

$$G_2 = 0,95 \times 0,65 = \mathbf{0,62 \text{ KN/ml.}}$$

$$G = G_1 + G_2 = \mathbf{0.74 \text{ KN/ml.}}$$

Charges d'exploitation (surcharge) :

La main d'œuvre

$$Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml.}}$$

- **Ferraillage à l'ELU**

- **Combinaison a l'ELU :** On fait le calcul pour la travée la plus longue.

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u l^2 / 8 = 2.5 \times (3.5)^2 / 8 = 3.82 \text{ KN.}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_u \times L / 2 = (2.5 \times 3.5) / 2 = 4.37 \text{ KN}$$

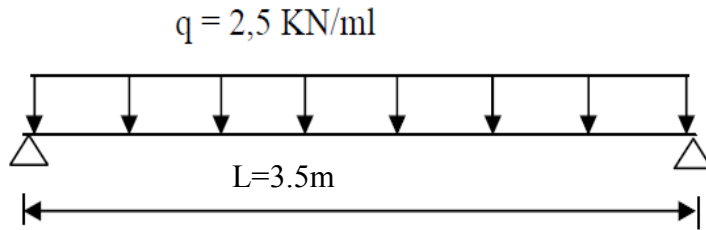


Fig.III.2.3. Schéma statique de la travée poutrelle

- **Calcul des armatures :**

Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{f_{bc} b d^2} = \frac{3.82 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 20^2} = 5.60$$

$\mu_b = 5.60 > 0.392 \quad \implies \quad$ Section doublement armée

Conclusion :

La hauteur de 04 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction. Ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaires afin d'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions : (BAEL art A.4.1.3).

- **Largeur de la table (b) :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$2b_1$: Les débords

$b_0 = 12$ cm, base de la nervure

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$h = 20$ cm

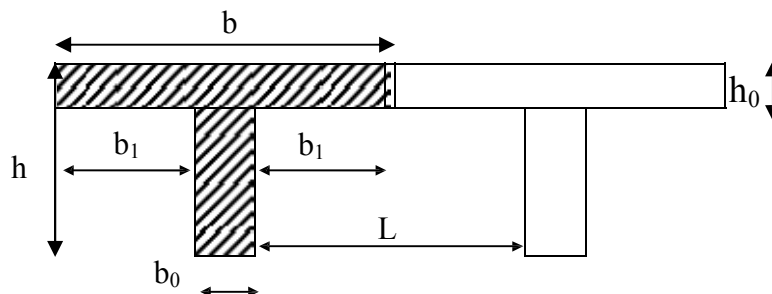


Fig. III.2.4. Largeur efficace de la table de compression

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

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : largeur de la plus grande travée

$$L = 380 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{380, 26.5, 32\} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_2 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

- **Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

- Charges permanentes G :

$$G = G_p \times b = 5.39 \times 0.65 = 3.50 \text{ KN/ml}$$

- Charges exploitation Q :

$$Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaisons de charges :**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.5 + 1.5 \times 0.975 = 6.18 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 3.50 + 0.975 = 4.47 \text{ KN/ml.}$$

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

➤ **Méthode de calcul** : 1er choix : Méthode forfaitaire

➤ **Domaine d'application** :

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

$$Q \leq \max \{ 2 \times g ; 5 \text{ KN/ml} \}$$

$$Q = 0.975 \text{ KN/ml} \leq \max \{ 2 \times 3.5 = 7 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml} \} \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Bâtiment à usage d'habitation : fissuration non préjudiciable.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections.

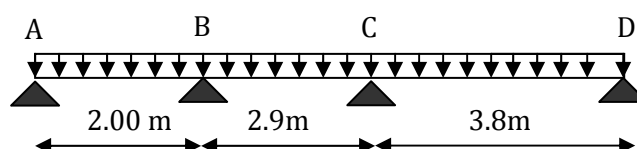
-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.67 et 0.76 c'est à-dire :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

- **Conclusion** : la méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc le calcul se fera par la méthode de Caquot minorée.

III.2.1.4. Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode s'applique lorsqu'une des trois dernières conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode se base sur la méthode des trois moments.



NOTE : On minore « G » par un coefficient de « $\frac{2}{3}$ » uniquement pour le calcul des moments aux appuis, tandis que pour le calcul les moments en travées, on revient à l'intégralité de « G »

$$G' = \frac{2}{3} G \quad \left\{ \begin{array}{l} G' = \frac{2}{3} \times (5.39) = 3.59 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- $P'_u = 1.35G' + 1.5Q = 7.1 \text{ KN/m}^2$
 - $P'_s = G' + Q = 5.1 \text{ KN/m}^2$
 - $q'_u = P'_u \times 0.65 = 4.61 \text{ KN/m}$
 - $q'_s = P'_s \times 0.65 = 3.31 \text{ KN/m}$
- P' (charge sur le plancher)
avec (0.65 entre axe entre les poutrelles)
q' (charge sur les poutrelles)

• **Calcul a L'ELU :**

a) **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A = M_D = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = -0.15 M_0$. telle que :

$$M_0^u = \frac{4.61 \times 3.8^2}{8} = 8.32 \text{ KN.m} \quad M_0 = \frac{q'L^2}{8}, \quad L = \max(l_{AB}, l_{CD}) = 3.8 \text{ m}$$

$$M_A^u = M_D^u = -0.15 \times 8.32 = -1.248 \text{ KN.m}$$

✓ **Appuis intermédiaires:**

Chargement réparti

$$M_i = -q' \left(\frac{l_g^3 + l_d^3}{8.5(l_g + l_d)} \right) \quad \text{tq : } (q'_g = q'_d = q')$$

$$l' = \begin{cases} l, & \text{si la travée est de rive} \\ 0.8l, & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

- ✓ **l**: longueur de la travée.
- ✓ **l'_g**: Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.
- ✓ **l'_d**: Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.

Appui (B): $l'_g = l_{AB} = 2.00 \text{ m}, \quad l'_d = 0.8 l_{BC} = 2.32 \text{ m}$

$$\left\{ M_B^u = -4.61 \times \left(\frac{2^3 + 2.32^3}{8.5(2 + 2.32)} \right) = -2.57 \text{ KN.m} \right.$$

Appui (C): $l'_g = 0.8 l_{BC} = 2.32 \text{ m}, \quad l'_d = l_{CD} = 3.8 \text{ m}$

$$M_C^u = -4.61 \times \left(\frac{2.32^3 + 3.8^3}{8.5(2.32 + 3.8)} \right) = -5.97 \text{ KN.m}$$

b) Moments en travées:

$$M_t = M_0(x) + M_g\left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d\left(\frac{x}{L}\right)$$

Chargement réparti M_0 : moment max dans la poutre supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} (l - x), \quad X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \cdot l}\right)$$

- ✓ l : longueur de la travée considérée.
- ✓ M_g : Moment de l'appui qui est à gauche de la travée considéré.
- ✓ M_d : Moment de l'appui qui est à droite de la travée considéré.

Travée (AB) : $L=2.00$ m $X = \frac{2.00}{2} - \left(\frac{0 - (-2.52)}{6.192 \times 2}\right) = 0.796$ m

$$M_0(x) = \frac{6.192 \times 0.796}{2} (2 - 0.796) = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^U = 2.97 + 0 + (-2.52)X\left(\frac{0.796}{2}\right) = 1.97 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) : $L=2.90$ m $X = \frac{2.9}{2} - \left(\frac{(-2.52) - (-5.97)}{6.192 \times 2.9}\right) = 1.258$ m

$$M_0(x) = \frac{6.129 \times 1.258}{2} (2.9 - 1.258) = 6.395 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^U = 6.395 + (-2.52) \times \left(1 - \frac{1.258}{2.9}\right) + (-5.97) \times \left(\frac{1.258}{2.9}\right) = 2.37 \text{ KN.m}$$

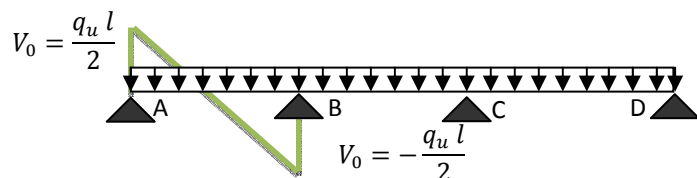
Travée (CD) : $L=3.8$ m $X = \frac{3.8}{2} - \left(\frac{(-5.97) - (0)}{6.192 \times 3.8}\right) = 2.153$ m

$$M_0(x) = \frac{6.192 \times 2.153}{2} (3.8 - 2.153) = 10.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^U = 10.97 + (-5.97) \times \left(1 - \frac{2.153}{3.8}\right) = 8.38 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants:

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L}\right)$$



Travée(AB) : L= 2.00 m

$$V_A = \frac{6.192 \times 2}{2} - \left(\frac{0 - (-2.52)}{2.00} \right) = 4.93 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.192 \times 2}{2} - \left(\frac{0 - (-2.52)}{2} \right) = -7.45 \text{ KN}$$

Travée(BC) : L=2.9m

$$V_B = \frac{6.192 \times 2.9}{2} - \left(\frac{(-2.52) - (-5.97)}{2.9} \right) = 7.78 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.192 \times 2.9}{2} - \left(\frac{(-2.52) - (-5.97)}{2.9} \right) = -10.16 \text{ KN}$$

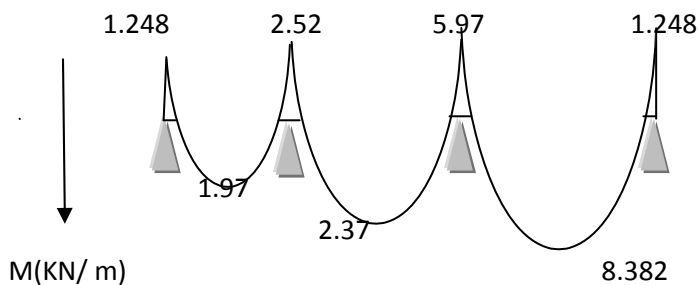
Travée(CD) : L=3.8m

$$V_C = \frac{6.192 \times 3.8}{2} - \left(\frac{(-5.97) - (0)}{3.8} \right) = 13.33 \text{ KN}$$

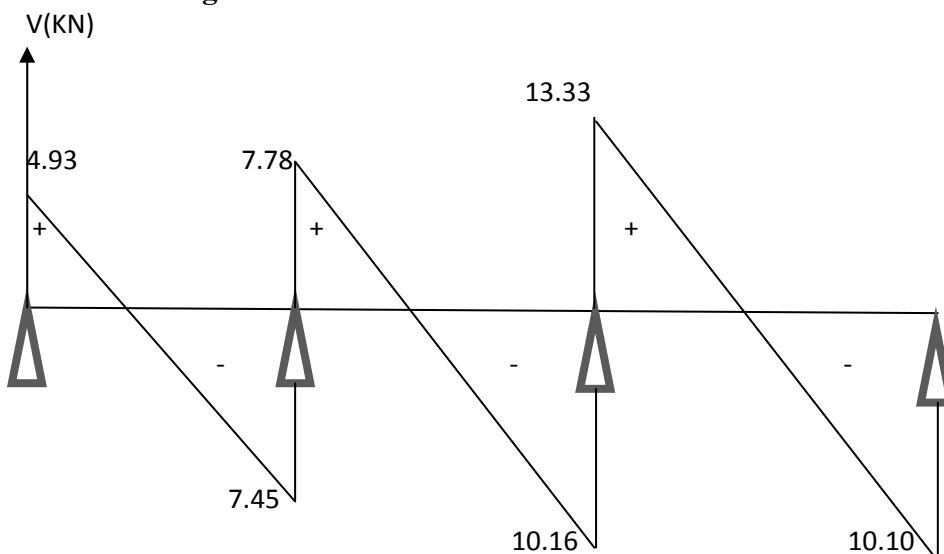
$$V_D = -\frac{6.192 \times 3.8}{2} - \left(\frac{(-5.97) - (0)}{3.8} \right) = -10.19 \text{ KN}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :

Diagramme des moments fléchissant



➤ **Diagramme des efforts tranchants :**



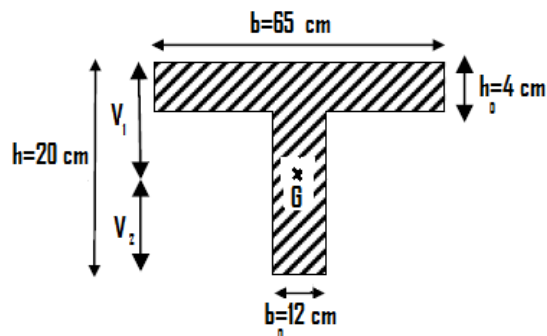
❖ **Ferraillage à l'ELU :****N.B :**

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

- **En travée :** $M_{tu \max} = M_U = 8.382 \text{ KN.m}$
- **Sur appuis :** $M_{au \max} = M_U = 5.97 \text{ KN.m}$.
- $T_u^{max} = 13.33 \text{ KN}$

a-Calcul des armatures longitudinales :**1) En travée :**

- **Moment équilibré par la table de compression :**



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

$$M_0 = 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 14.2 \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.07 > M_{tu \max} = 8.382 \text{ KN.m.}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).

$$b=65 \text{ cm} \quad h=20 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{8.382 \times 10^5}{14.2 \times 12 \times 18^2 \times 10^2} = 0.151$$

$$\mu_b = 0.151 < \mu_b = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$\beta = 0.918$$

➤ **Section d'armatures :**

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.382 \times 10^5}{0.918 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

2) Aux appuis :

$$M_{a \max} = 5.97 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la partie tendue de la section, donc on aura à étudier une section rectangulaire ($b_0 * h$) avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_{a \max}}{f_{bu} b d^2} = \frac{5.97 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.108$$

$\mu_b = 0.108 < \mu_b = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.97 \times 10^5}{0.943 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

b- Armatures transversales :

d'après l'article (A.7.2.12.BAEL91) , le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b_0}{10} \right\} \text{ talque :}$$

Φ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

h : Hauteur totale de la poutrelle.

b_0 : largeur de l'ame.

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 5.71 \text{ mm} \quad \text{soit } \Phi_t = 6 \text{ mm}.$$

On choisira un étrier de HA6 ; soit $A_t = 2 \text{ HA}6 = 0.56 \text{ cm}^2$

- L'espacement des armatures (ART A.5.1,22/BAEL 91 modifié 99)

$$S_t \leq \min \{ S_{t1} ; S_{t2} \}$$

$$s_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.20\text{cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 12} = 46.67 \text{ cm}.$$

$$S_t \leq \min \{ 16.2 \text{ cm} ; 46.67 \text{ cm} \} = 16.20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.2.1.5. Vérification à l'ELU :**1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :**

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

$$\text{En travée : } A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité du béton est **vérifiée**.

$$\text{Aux appuis : } A_{at} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$$

2. Vérification de l'effort tranchant (art A.5.1,1 et A .5.1,211 BAEL 91 modifié 99)

$$T_u^{\max} = 13.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13.33 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.61 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u^{\max} = 0.61 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

3. Vérification de l'entraînement des barres (ART A.6.1 ;3/BAEL 91.modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\max}}{0.9 d \sum u_i}$$

avec : $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\tau_{se} = \frac{13.33 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 0.87 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

4. La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0.4 \times 35.33 = 14.13 \text{ cm.}$$

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures : On doit vérifier que : $A \geq \frac{V_s}{f_e}$ (

$$T_u^{\max} + \frac{M_{a \max}}{0.9 d})$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(13.33 + \frac{-5.97}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.68 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.313/BAEL91 modifiée99.)

On doit vérifier que :

$$T_{max}^u = 13.33 \text{ KN} \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) a b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.60 \text{ KN}$$

Avec : $a = 0.9 d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

La Condition est vérifiée

III.2.1.6. Vérification à l'ELS:

Les vérifications à l'ELS concernent:

1. L'état limite de résistance à la compression du béton :
2. L'état limite de déformation :
3. L'états limite d'ouvertures des fissures .

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

avec : $\frac{q_s}{q_u} = \frac{3.31}{4.61} = 0.718$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS:

Diagramme des moments fléchissant en (KN.m)

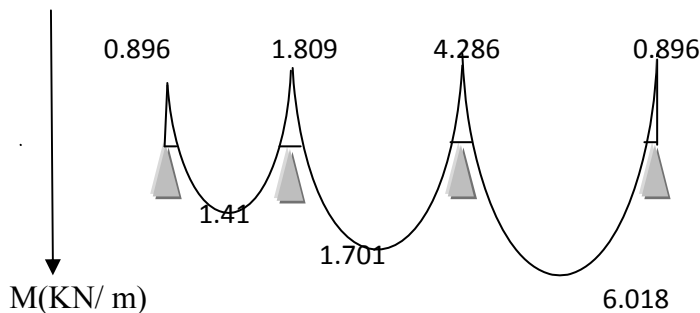
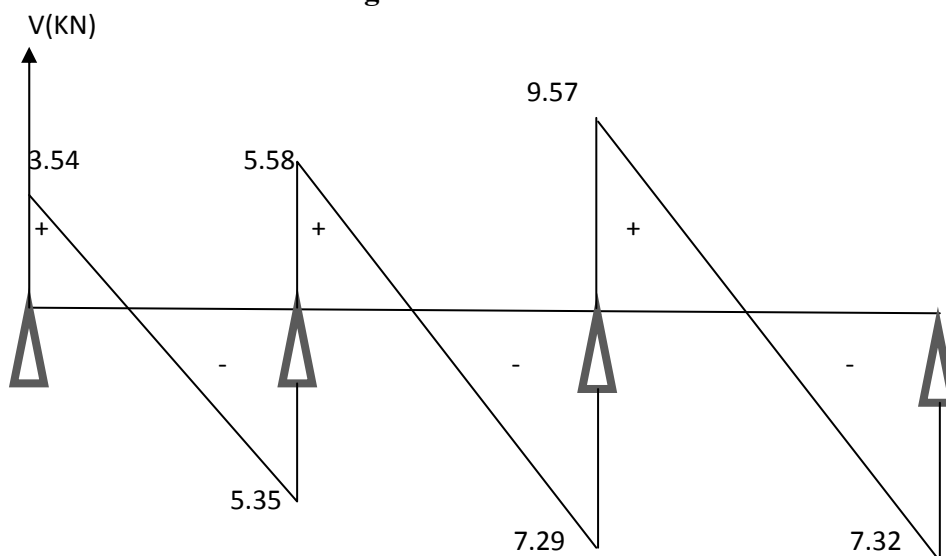


Diagramme des efforts tranchants :



1. Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\text{et } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 b A_{st}} \quad (\text{contrainte de traction des aciers})$$

K_1 ; β_1 : sont en fonction de ρ_1 tel : $\rho_1 = \frac{100 A}{bd}$

a) Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18}$$

$\rho_1 = 0.73$ Après interpolation on aura :

$$K_1 = 25.32$$

$$\beta_1 = 0.876$$

$$M_a^{max} = 4.286 \text{ KN.m}$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{4.286 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 173.13 \text{ MPa} < 400 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173.13}{25.32} = 6.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.84 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

b) En travée:

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$K_1 = 19.72 \quad \beta_1 = 0.856$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{6.018 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 166.20 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{166.20}{19.72} = 8.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.43 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5,1 /BAEL 91 modifié 99) :

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t^s}{10 M_0}$
- $\frac{A}{d b_0} < \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

h : Hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M_0 : Moment isostatique

l : Portée libre

M_t^s : Moment de flexion

$$\text{Or : } \frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

• Calcul de la flèche :

le calcul de la flèche est conduit selon l'article (ART B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99)

il faut vérifier : $f < \overline{f}$ avec :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{et} \quad \overline{f} = \frac{l}{500}$$

f : flèche de la poutrelle

\overline{f} : flèche admissible.

l : longueur de la poutre considérée.

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

E_v : module de déformation différée ($E_v = 10818,866 \text{ MPa}$)

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot u}$$

Avec I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée avec $n = 15$

Les valeurs de coefficients λ_v et u sont données par la formule suivante

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{et} \quad u = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 x f_{t28}}{4 \rho x \sigma_s + f_{t28}} \right] ; 0 \right\}$$

ρ : le rapport de l'aire de la section des armatures tendue à celle de la section utile de la nervure, il est donné par la formule suivante : $\rho = \frac{A_{st}}{d b_0}$

- Calcul des paramètres :

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

$$S_{xx'} = 4 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3458.5$$

$$B_0 = b_0 h + (b - b_0)h_0 + (15A_t)$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2 = 19720.60 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 19720.60 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{d b_0} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.01$$

La contrainte dans les aciers tendue est $\sigma_s = \frac{M_t^S}{\beta_1 d A} = \frac{6.018 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.52} = 150.61 \text{ Mpa}$.

- Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 150.61 + 2.1} \right]; 0 \right\} = 0.56$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65} \right) 0.01} = 1.64$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 19720.60}{1 + 1.64 \times 0.56} = 11307.68 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6.018 \times 10^6 \times (3800)^2}{10 \times 10818.865 \times 11307.68 \times 10^4} = 7.10 \text{ mm}$$

$$f = 7.10 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad f < \bar{f} \text{ donc la flèche est vérifiée}$$

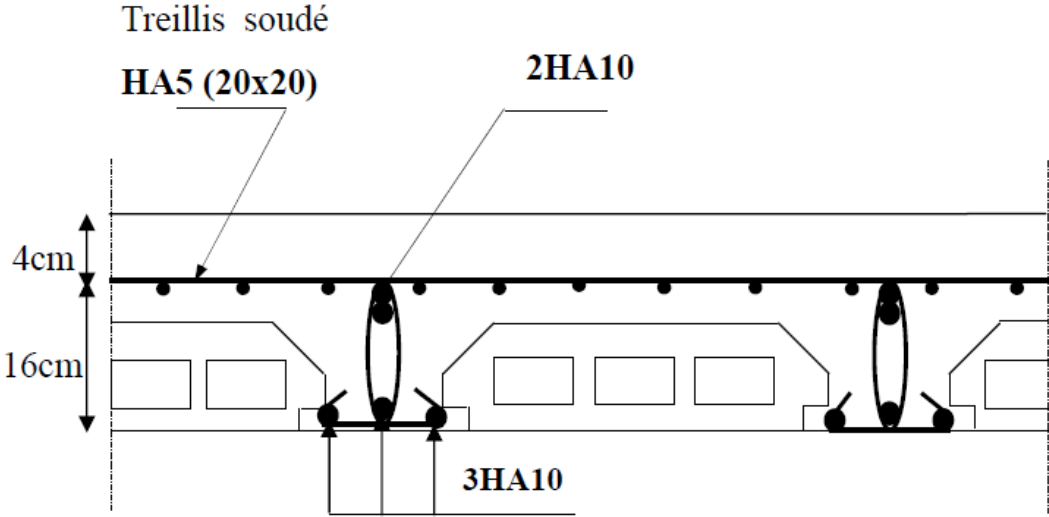


Fig.2.5.Schémas de ferrailage des planchers

III.3. Etude des consoles :

La console est constituée d'une dalle pleine suite à la dalle du plancher, elle est encadrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle pleine il est déterminé déjà dans le (chapitre II) qui est égal à $e = 15 \text{ cm}$

III.3.1.Schéma statique :

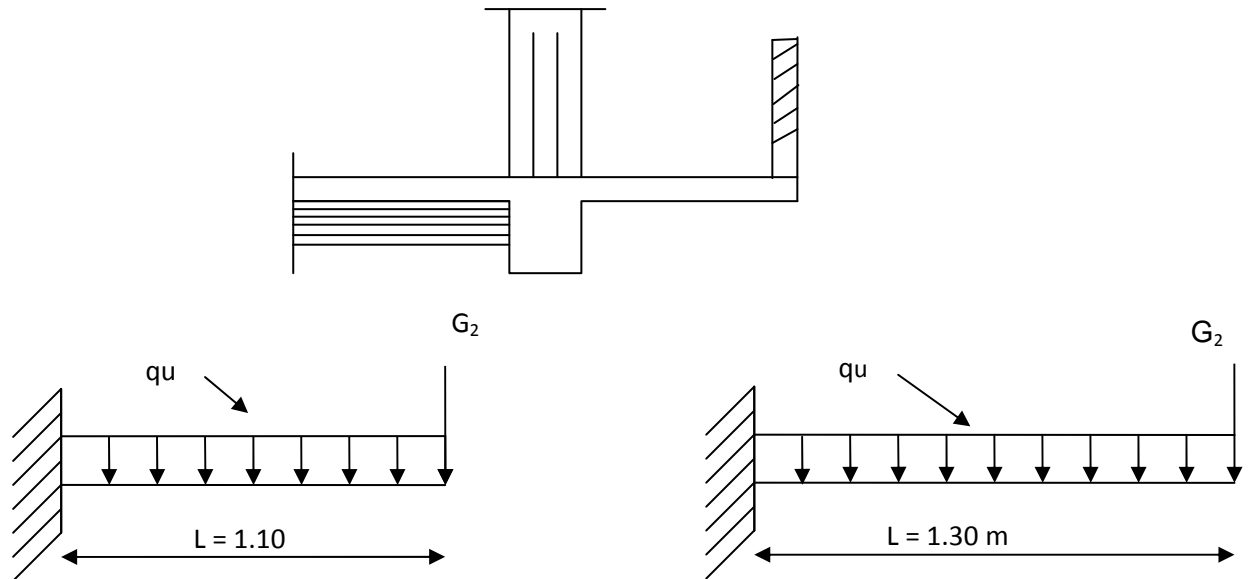


Fig .III.3.1- Schéma statique de balcon D₁ et D₂

Fig .III.3.2 - Schéma statique de balcon D₃

III .3.2.Détermination des charges et des surcharges :

- **Charge permanente** $G_1 = 5.19 \text{ KN/ml}$.(Chapitre II)
 $G_2 = \text{ poids garde corps} = \text{ poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{ poids de la brique creuse}$
 $G_2 = 0,36 \times 2 + 0,90 = 1,62 \text{ KN/ml}$
- **Surcharges d'exploitations :**
 La dalle..... $3,5 \text{ KN/m}$ (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon)
 Garde corps $1,00 \text{ KN/m}$

III .3.3. Etude de la console D₁ et D₂

III.3.3.1 Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

1- Combinaison de charges :

Dalle pleine :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5q$$

$$q_{u1} = 1,35(5,19) + 1,5(3,5) = 12,26 \text{ KN/m}$$

Garde corps :

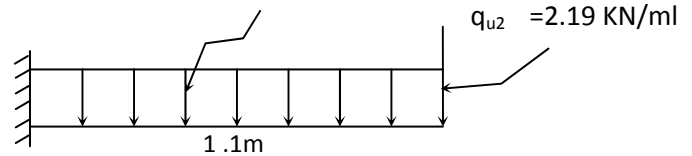
$$q_{u2} = 1.35G_2 = 1.35 (1.62) = 2.19 \text{ KN/ml}$$

2. Le moment provoqué par la combinaison q_u :

$$q_{u1} = 12.26 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_{u1}l^2}{2} - q_{u2} \times l$$

$$M_u = -\frac{12.26 \times 1.10^2}{2} - 2.19 \times 1.10 = -9.83 \text{ KN.m}$$



Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

3. Effort tranchant :

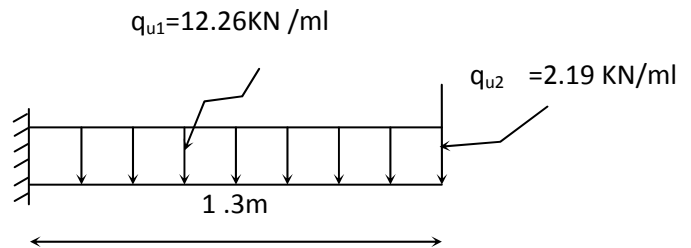
$$T_u = -q_{u1}l - q_{u2} = -12.26 \times 1.10 - 2.19 = -15.68 \text{ KN}$$

III.3.4. Etude de la console D_3 :

1- Combinaison de charges :

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5q = 12.26 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 = 2.19 \text{ KN/ml}$$



2- Le moment provoqué par la combinaison q_u :

$$M_u = -\frac{q_{u1}l^2}{2} - q_{u2} \times l$$

$$M_u = -\frac{12.26 \times 1.30^2}{2} - 2.19 \times 1.30 = -13.21 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

3- Effort tranchant :

$$T_u = -q_{u1}l - q_{u2} = -12.26 \times 1.30 - 2.19 = -18.13 \text{ KN}$$

III .3.5. Calcul de ferrailage :

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

Remarque :

On a deux types de console :

Une console de largeur égale à : 1.30 m

Une console de largeur égale à : 1.10 m

Donc l'étude sera faite pour le cas le plus défavorable.

On adoptera le même ferrailage pour toutes les consols en utilisant le moment et l'effort tranchant maximum qui correspondent aux valeurs qui sollicitent la console D₃

- **Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.21 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0551 < 0,392 \quad \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,0551 \quad \implies \beta = 0,971$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.21 \times 10^3}{0,971 \times 13 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**.

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA8 = 2,01 cm²** avec **S_t = 25 cm**

III-3-6- : Vérification à l'ELU :

a) condition de non fragilité: (BAEL91/ART-A-4-2-1, CBA 93)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/ART-A-5-2-1, CBA93)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\{0,15 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3,75 \text{ MPa} \quad \ll \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{18.13 \times 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{T}_U = 0,4 f_{c28} 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,40 \text{ KN}$$

$$T_u = 18,13 \text{ KN} < \bar{T}_U = 1017,40 \text{ KN}$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (BAEL91/ART .A-6-1-3)

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 4,52 \times 12 = 216,96 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{18,13 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 216,96} = 0,71 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

e) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi: $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \implies \text{soit: } L_s = 45 \text{ cm}$$

St = 20cm \implies On prévoit des croches.

\implies Soit des crochets de longueur $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$

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

f) Espacement des barres :

• **Armatures principales:**

St = 25cm $\leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée .

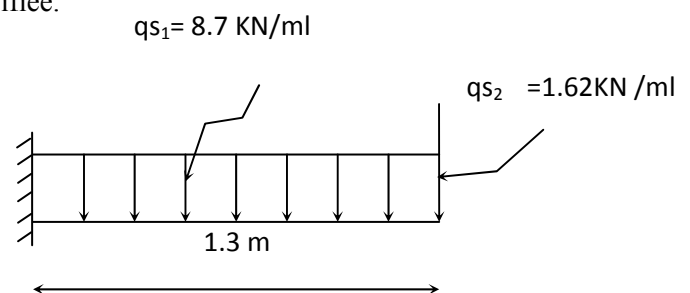
• **Armatures de répartition:**

St = 25cm $\leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée.

III.3.6. :Calcul à l'ELS :

1- Combinaison de charge:

$$Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,19 + 3,5 = 8,70 \text{ KN ml}$$



$$Q_{s2} = G_2 = 1.62 \text{ KN ml}$$

2- Calcul des efforts internes :

- **Le moment.**

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8,7 \times 1,30^2}{2} + 1,62 \times 1,30 = 9.46 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = q_{s1} l + q_{s2}$$

$$T_s = 8.7 \times 1.30 + 1.62 = 12.93 \text{ KN}$$

3-Vérification des contraintes :

- **acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n} f_{t28}) \right\}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.908 \quad \rightarrow \quad K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 b A_{st}} = \frac{9.46 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 177.31 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{177.31}{39.35} = 5.51 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

4- Etat limite de déformation :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{15}{130} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.015 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1}{10} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{A_{st}}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées d'où la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Conclusion :** La section trouvée à L'ELU est justifiée à L'ELS

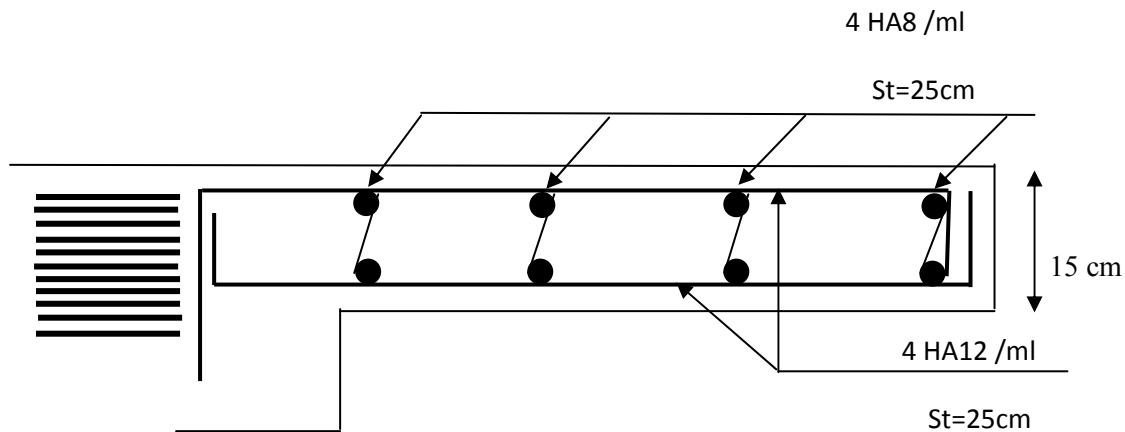


Fig III-3-3- schéma de ferrailage des consoles

III.4 .Etude de l'ascenseur :

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

III.4.1.Caractéristique des ascenseurs :

$$L_x = 150\text{cm} , L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.50 \times 1.70 = 2.55 \text{ m}^2$$

- **Charges nominales et le poids total :**

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$

- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée, est de $G = 9 \text{ tonnes}$.

III.4.2.Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

1. Sous charge localisée :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

1.1.Pré dimensionnement :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{170} = 0.88 \quad \rightarrow \quad 0.4 < \rho < 1$$

Dans ce cas le panneau travail suivant les deux sens,

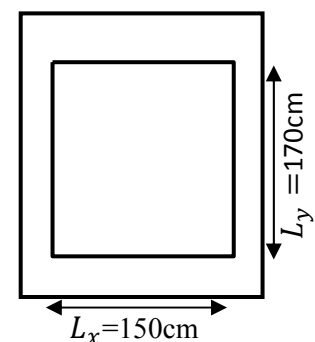


Figure III.4.1. : Les dimensions de l'ascenseur.

$$U = U_0 + 2K.e + h$$

$$V = V_0 + 2K.e + h$$

avec :

$$h = \frac{L_{max}}{30} = \frac{170}{30} = 5.67 \text{ cm}$$

h : épaisseur minimale d'une dalle pleine, doit être au moins égale à 12 cm selon le RPA99 version 2003.

Donc on prend : $h = 15 \text{ cm}$

K : coefficient de la nature de revêtement → $K = 1$ (revêtement en béton)

h : épaisseur de la dalle

$U_0 = V_0 = 0,8\text{m}$ ($U_0 \times V_0$: surface de contact, zone dans laquelle q est concentrée)

e = épaisseur de revêtement en béton = 5cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2K.e + h = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2K.e + h = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{array} \right.$$

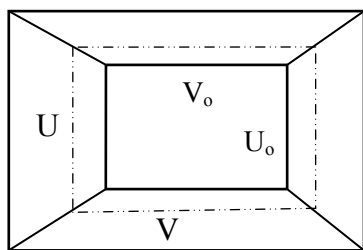


Figure III.4.2 : Schémas représentant la surface d'impact.

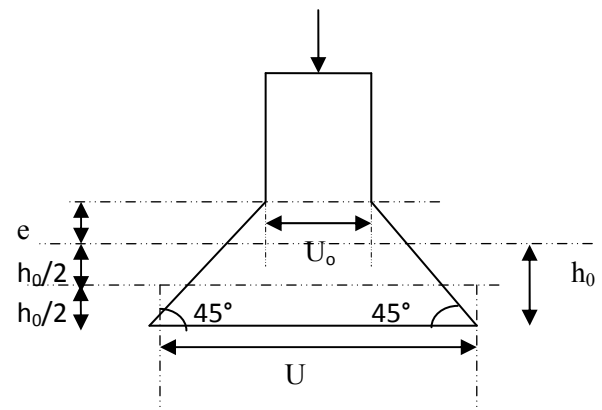


Figure III.4.3: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

1.2. Calcul des moments à l'ELU :

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

L'étude de la dalle se fait en utilisant les abaques de PIGEAUD, qui donnent les moments par mètre linéaire au centre de panneau.

$$M_x = qu (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = qu (M_2 + v.M_1)$$

Avec v : coefficient de poisson à $\left\{ \begin{array}{ll} \text{E.L.U} & v = 0 \\ \text{E.L.S} & v = 0.2 \end{array} \right.$

$qu = 1,35 Q$; Intensité de la charge concentrée calculée à l'ELU.

M_1 et M_2 : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ρ et les rapports : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 \qquad \frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{170} = 0.62$$

ρ : é tant égale à 0,88 \rightarrow Il faut faire une interpolation entre $\rho = 0,8$ et $\rho = 0,9$

Pour $\rho = 0,8$: $M_1 = 0.082$ et $M_2 = 0.055$

Pour $\rho = 0,9$: $M_1 = 0.077$ et $M_2 = 0.062$

Après interpolation on obtient : $M_1 = 0.078$ et $M_2 = 0.061$

$$qu = 1.35 \cdot Q = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

Pour une bande de 1m de largeur, les moments au milieu de panneau sont:

$$M_{x1} = qu \cdot M_1 = 121.5 \times 0.078 = 9.48 \text{ KN m}$$

$$M_{y1} = qu \cdot M_2 = 121.5 \times 0.061 = 7.41 \text{ KN m}$$

2. Sous charge uniformément répartie :

2.1. Calcul des moments à l'ELU :

- Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{170} = 0.88 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{array} \right. \quad \rho = 0.88 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.478 \\ \mu_y = 0.740 \end{array} \right.$$

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{Tel que : Poids de la dalle } G = 25 \times 15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN} / m^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN} / m^2$$

$$qu = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN} / m^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2 = 0.478 \times 8.05 \times 1.50^2 = 8.66 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.740 \times 8.66 = 6.41 \text{ KNm}$$

3. Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.48 + 8.66 = 18.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.41 + 6.41 = 13.82 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

Il faut tenir compte de l'encastrement de la dalle, par conséquent les moments seront minorés en les multipliant par un coefficient 0,85 en travées et de 0,3 sur appuis.

- **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 18.14 = 15.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 13.82 = 11.75 \text{ KN.m}$$

- **Les moments aux appuis:**

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 18.14 = -5.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 13.82 = -4.15 \text{ KN.m}$$

III.4.2. Détermination de la section d'armature :

1. Sens x-x :

- **En travée :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100 \text{ cm}$; $h=15 \text{ cm}$

$$d_x = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd_x^2 F_{bc}} = \frac{15.42 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.064 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.967$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{15.42 \times 10^5}{0.967 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 3.23 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12/ ml $\rightarrow A_x^t = 4.52 \text{ cm}^2$ avec St = 25 cm

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd_x^2 F_{bc}} = \frac{5.44 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0226 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0226 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.989$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{5.44 \times 10^5}{0.989 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 / ml $\rightarrow A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec St = 25 cm

2. Sens Y-Y :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd_x^2 F_{bc}} = \frac{11.75 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0489 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0489 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.975$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{11.75 \times 10^5}{0.975 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10/ ml $\rightarrow A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2$ avec St = 25 cm

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd_y^2 F_{bc}} = \frac{4.15 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0173 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0173 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{4.15 \times 10^5}{0.992 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 / ml $\rightarrow A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec St = 25 cm

III.4.3. Vérification à L'E.L.U

1- condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

- Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$W_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2} \rightarrow A_{min}^x \geq W_0 \frac{3-\rho}{2} (b \cdot h)$$

Avec : $W_0 = 0,0008$ pour $F_e 400$

W_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{min} : section minimale d'armatures

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3-0.88}{2} (100 \times 15) = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$W_y = \frac{A_{min}^y}{b h} \geq W_0 = 0.0008 \rightarrow A_{min}^y \geq W_0 (b \cdot h) = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

W_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2- Diamètre maximale des barres :

$$\text{On doit vérifier que : } \Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Φ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = 12 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

3 -Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0.045 \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$Q = 0.45 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN} < Q = 472.5 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

4- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

- Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{28.57 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifiée.}$$

III.4.4. Vérification à l'ELS : $\nu = 0,2$

1. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$q_s = Q = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0.078 + 0.2 \times 0.061) = 8.12 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 (0.061 + 0.2 \times 0.078) = 6.89 \text{ KN m}$$

2. Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.88 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0.0549 \quad \rightarrow \quad M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0549 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.72 \text{ KN m}$$

$$\mu_y = 0.818 \quad \rightarrow \quad M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.818 \times 0.72 = 0.59 \text{ KN m}$$

3. Les moments globaux :

$$M_{xs} = M_{x1} + M_{x2} = 8.12 + 0.72 = 8.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{y1} + M_{y2} = 6.89 + 0.59 = 7.48 \text{ KN.m.}$$

4. Correction des moments

- Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.84 = 7.51 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 7.48 = 6.36 \text{ KN.m}$$

- Les moments aux appuis:

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 8.84 = -2.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 7.48 = -2.24 \text{ KN.m}$$

5-Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

6-Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$) on doit vérifier que :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \alpha = \frac{y_u}{d} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

a) Aux appuis :

- Sens X-X

$$\gamma = \frac{5.44}{2.65} = 2.05$$

$$\mu = 0.0226 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0279$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.775$$

$$\alpha = 0.0279 < 0.775 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y

$$\gamma = \frac{4.15}{2.24} = 1.85$$

$$\mu = 0.0173 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0201$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.85-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.675$$

$$\alpha = 0.0201 < 0.675 \quad \text{condition vérifiée}$$

b) En travée

- Sens X-X

$$\gamma = \frac{15.44}{7.51} = 2.06$$

$$\mu = 0.064 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0828$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.78$$

$$\alpha = 0.0828 < 0.78 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y

$$\gamma = \frac{11.75}{6.36} = 1.85$$

$$\mu = 0.0489 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0615$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.85-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.675$$

$$\alpha = 0.0615 < 0.675 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc on peut se dispenser de la vérification des contraintes de compression dans le béton.

7. Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire qui s'appuie sur 4 cotés on peut se dispenser de vérification de flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x}$
- $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur de dalle.

M_x^t : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{0.85 M_x}{20M_x} = 0.0425 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- **En travées :**

4HA12 / ml (sens x-x) , $S_t=25\text{cm}$

4HA10 /ml (sens y-y) , $S_t=25\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA8 /ml , $S_t=25\text{cm}$

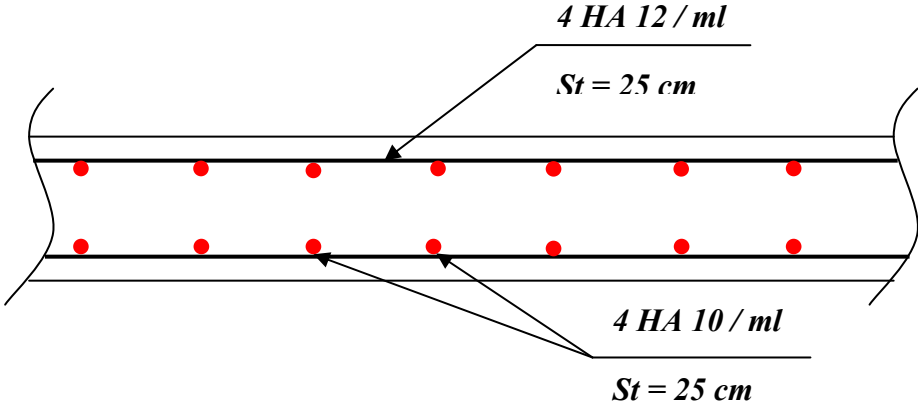


Fig .III .4 .4 .plan d e ferrailage d ans le sens (x -x

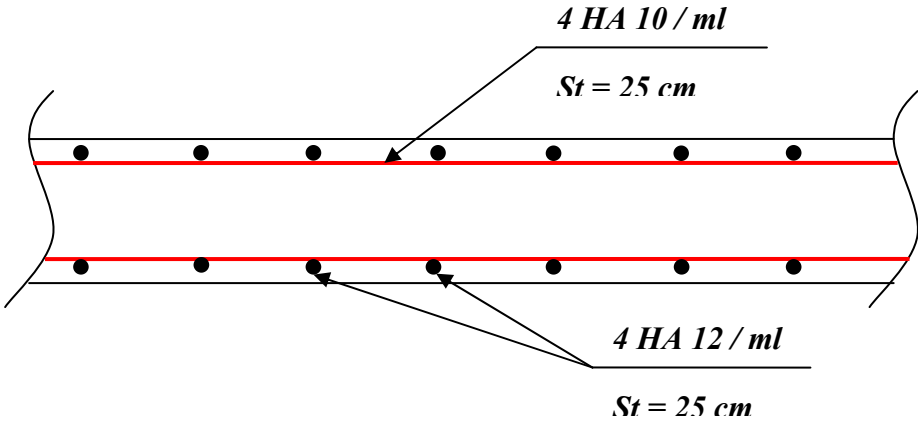


Fig .III .4 .5 .plan d e ferrailage d ans le sens (y -y)

III. 5. Calcul des escaliers :

III.5.1-Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

III.5.2- Définition d'ordres fonctionnels et caractéristiques géométriques :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

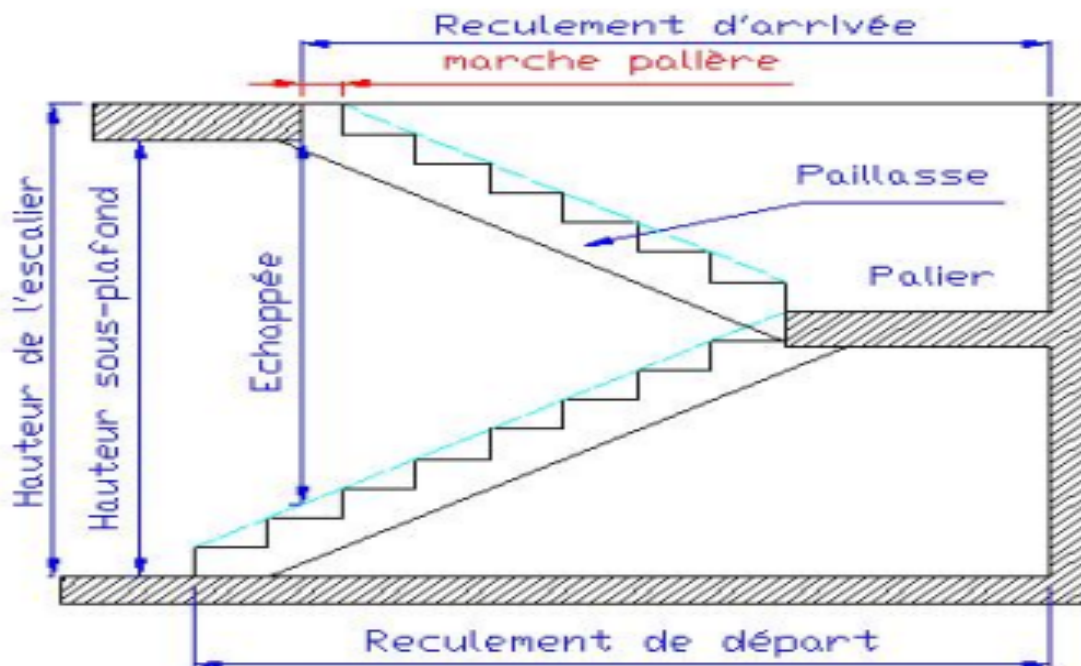


Fig.III.5.1 Principaux termes relatifs à un escalier

Lp: longueur du palier	h : hauteur de la contremarche.
Lvp : la projection de la volée.	g : giron
H : hauteur de la volée.	n : nombre de contre marches.
Lv : longueur de la volée.	m : nombre de marches.

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.

• **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

• **La hauteur de la contre marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

• **Le giron g** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches ; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .un escalier se montera sans Fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.$$

• **Une volée** : est l'ensemble des marches (22 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

• **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

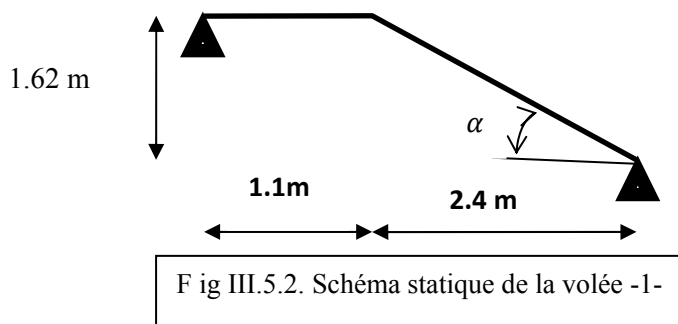
• **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Notre ouvrage est doté d'une seule cage escalier qui nous permet d'accéder à tous les étages du bâtiment. L'escalier est réalisé en béton armé coulé sur place .

III.5.3. Etude de l'escalier d' Entre sol:

III.5.3.1-Pré dimensionnement

- **Présentation de la volée :**



On prend en compte les dimensions des plans d'architecture, on prédimensionne nos escaliers convenablement en utilisant les conditions de BLANDEL citées précédemment

$$L_{vp} = 2.4 \text{ m} \quad L_p = 1.10 \text{ m} \quad L = L_{vp} + L_p = 3.60 \text{ m} \quad H = 1.62 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L_{VP}} = \frac{1.62}{2.4} = 34.02 \quad \rightarrow \quad \alpha = 34.02^\circ$$

On prend : $h=18\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$

$$2h + g = 2 \times 18 + 30 = 66\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{162}{18} = 9$$

9 contre marches par volée du 18 cm

$$\text{Nombre de marches : } m = \frac{L_{VP}}{g} = \frac{240}{30} = 8 \text{ Marches}$$

L'emmarchement est de 112cm

$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } ep \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L_{VP}^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.89 \text{ m.}$$

$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 3.99 \text{ m.}$ L' : longueur développée de l'appuis jusqu'à l'appuis)

$$\Rightarrow \begin{cases} 13.3 \text{ cm} \leq ep \leq 19.95 \text{ cm} \\ ep \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est : $ep = 15 \text{ cm}$

III.5.3.2. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple. Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous :

<i>Tableau III.5.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations (palier)</i>				
Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	22	0.02	0.44	
Lit de sable	22	0.03	0.66	
Enduit de ciment	22	0.015	0.33	
Total	/	/	5.62	

<i>Tableau III.5.2 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations (Paillasse)</i>				
Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	2.5
Lit de sable	22	0.03	0.66	
Mortier de pose	22	0.02	0.44	
Marches	25	h/2	2.25	
Paillasse	25	0.15/cos(34.02°)	4.524	
Enduit en Ciment	22	0.015	0.33	
	Total	Epaisseur 15cm	8.644	2.5

III.5.3.3.Calcul à l'ELU :

- **Pailasse :**
 $q_{u1} = (1.35 \times 8.644 + 1.5 \times 2.5) = 15.42 \text{ KN/ml}$
- **Palier**
 $q_{u2} = (1.35 \times 5.62 + 1.5 \times 2.5) = 11.34 \text{ KN/ml}$

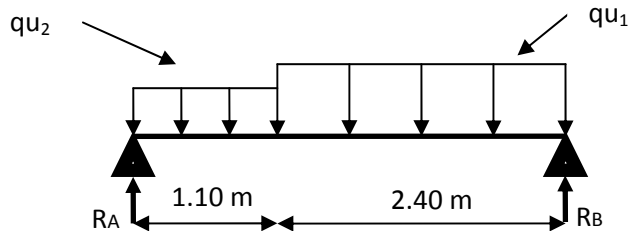


Fig.III.5.3.Schéma statique de la volée -1 à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :

Réaction d'appui :

$$\sum F/y = 0 \implies 2.4 \times q_{u1} + 1.1 \times q_{u2} - R_A - R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 15.42 + 1.1 \times 11.34 = 49.48 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 3.5 R_B - 1.1 \times q_{u2} \frac{1.1}{2} - 2.4 \times q_{u1} (1.1 + \frac{2.4}{2}) = 0$$

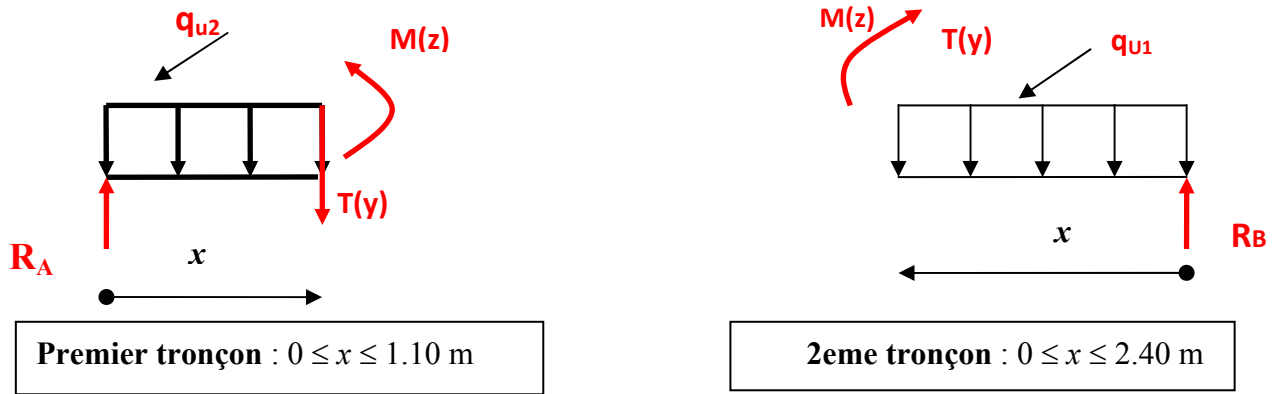
$$\implies 3.5 R_B - 6.86 - 85.12 = 0 \implies R_B = 26.28 \text{ KN}$$

Donc $R_A = 23.20 \text{ KN}$

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

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.1$	$-11.34 x + 23.20$	$23.20 x - \frac{11.34}{2} x^2$	0	23.20	0
			1.1	10.73	18.66
$0 \leq x \leq 2.4$	$-26.28 + 15.42 x$	$26.28 x - 15.42 \frac{x^2}{2}$	0	-26.28	0
			2.4	10.73	18.66



- $\frac{dMz(x)}{dx} = 0 \implies 26.28 - 15.42x = 0 \implies x = 1.70$ m
- Donc $Mz^{max} = 22.40$ KNm

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

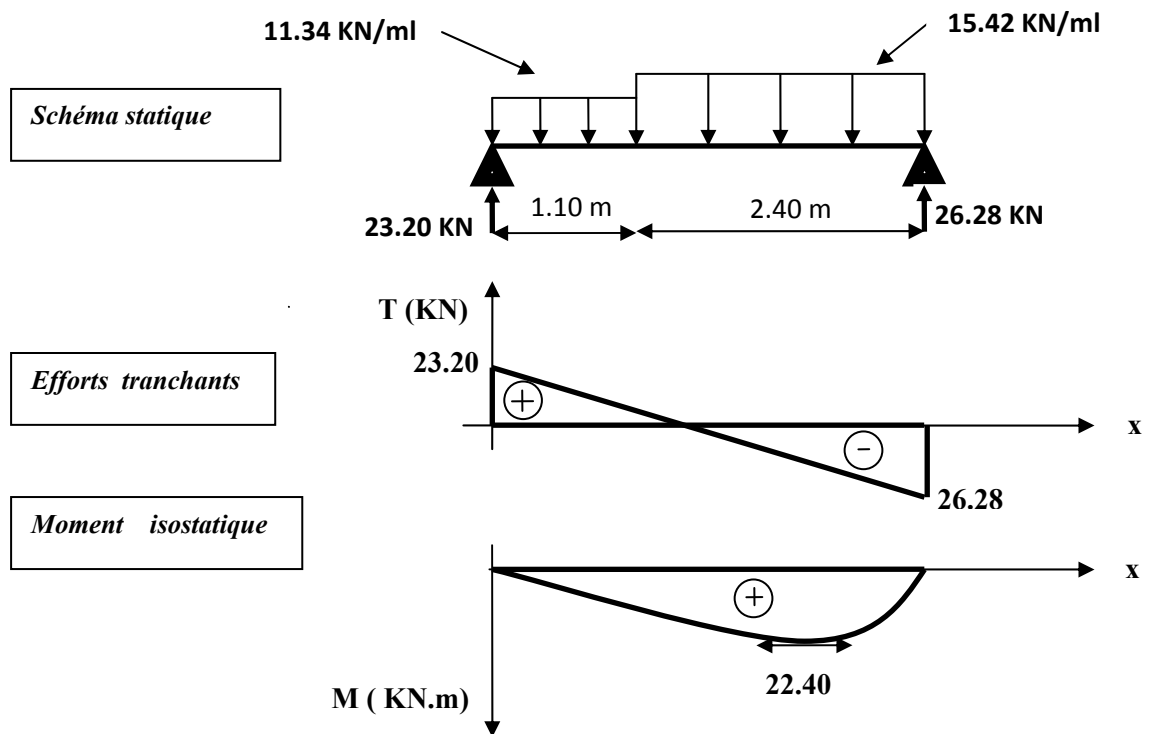


Fig. III.5.4. Diagramme des efforts internes à l'ELU

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = -0,3 Mz^{max}$) et en travée ($M = 0,85 Mz^{max}$) ce qui donne le diagramme suivant :

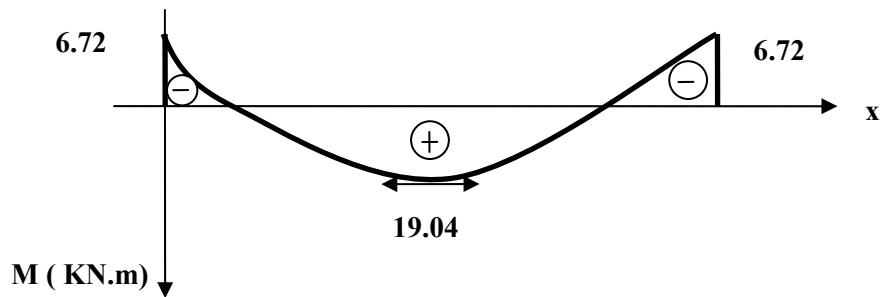


Fig. III.5.5. Diagramme de calcul des moments fléchissant à l'ELU

III.5.3.4. Calcul à l'ELS :

- **Paillasse :**

$$q_{s1} = (8.644 + 2.5) \times 1 = 11.14 \text{ KN/ml}$$

- **Palier :**

$$q_{s2} = (5.62 + 2.5) \times 1 = 8.12 \text{ KN/ml}$$

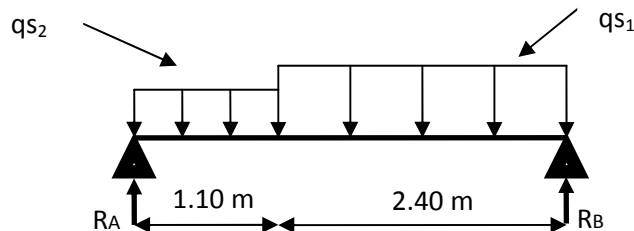


Fig. III.5.6. Schéma statique de la volée -1 à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :

- **Réaction d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \implies 2.4 \times q_{s1} + 1.1 \times q_{s2} - R_A - R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 11.14 + 1.1 \times 8.12 = 35.67 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 3.5R_B - 1.1 \times q_{s2} \frac{1.1}{2} - 2.4 \times q_{s2} \left(1.1 + \frac{2.4}{2}\right) = 0$$

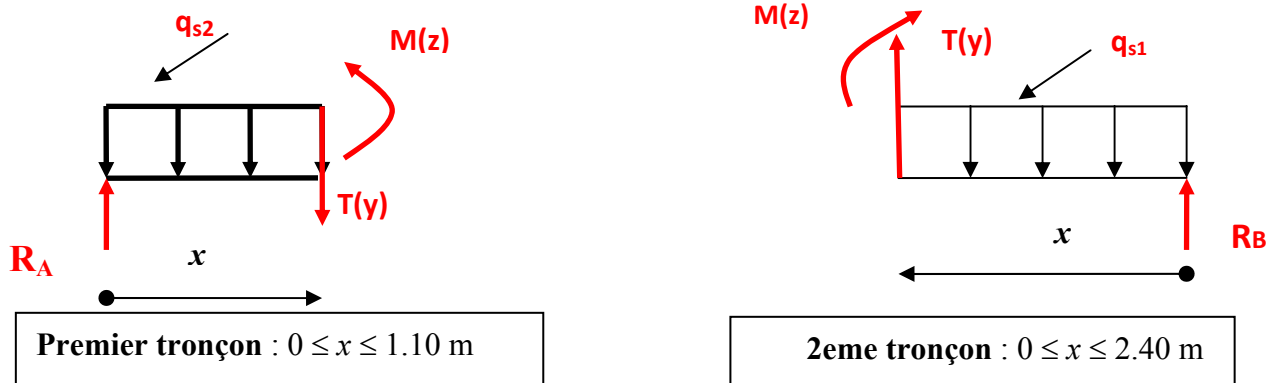
$$\implies 3.5R_B - 4.91 - 61.50 = 0 \implies R_B = 18.97 \text{ KN}$$

Donc $R_A = 16.70 \text{ KN}$

Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.1	-8.12 x + 16.70	16.70 x - $\frac{8.12}{2} x^2$	0	16.70	0
			1.1	7.77	13.45
0 ≤ x ≤ 2.4	-18.97 + 11.14x	18.97 x - 11.14 $\frac{x^2}{2}$	0	-18.97	0
			2.4	7.77	13.45



- $\frac{dMz(x)}{dx} = 0 \implies 18.97 - 11.14 x = 0 \implies x = 1.70 \text{ m}$
- Donc $Mz^{max} = 16.15 \text{ KNm}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

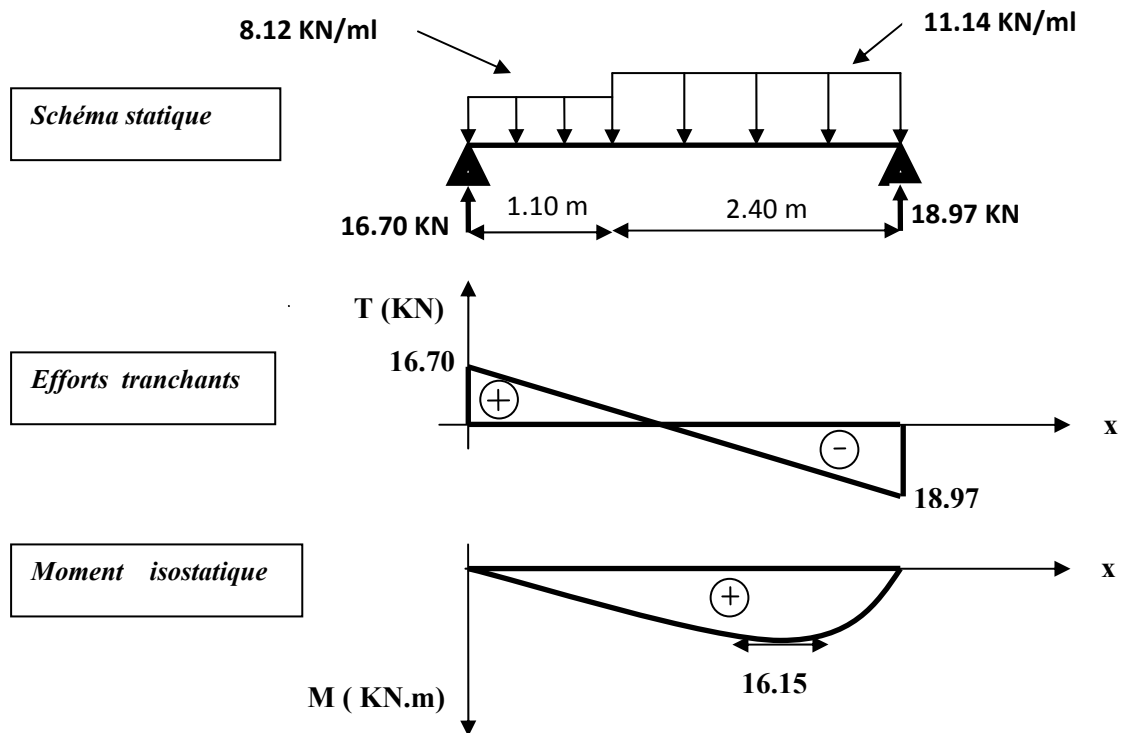


Fig. III.5.7. Diagramme des efforts internes à l'ELS

Après avoir tenu compte du semi encastrement, à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = -0,3 Mz^{\max}$) et en travée ($M = 0,85 Mz^{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

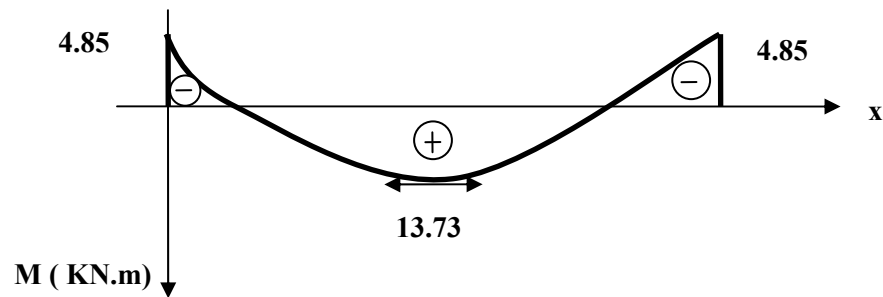


Fig. III.5.8. Diagramme de calcul des moments fléchissant à l'ELS

III.5.3.5- Ferrailage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

Aux appuis :

$$d = 13 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad M_a = 6.72 \text{ KNm}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 F_{bc}} = \frac{6.72 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_a = 0.029 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.986$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.72 \times 10^5}{0.986 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm}$$

En travée : $M_t = 19.04 \text{ KNm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b d^2 F_{bc}} = \frac{19.04 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.079$$

$$\mu_t = 0.079 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.958$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.04 \times 10^5}{0.958 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition

✓ Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5$$

On opte pour : 3HA8 = 1.50cm². avec $S_t = 33$ cm.

✓ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 0.5 = 1.13$$

On opte pour : 3HA8 = 1.50 cm². avec $S_t = 33$ cm.

III.5.3.6- Vérification à l'ELU :

a)-Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_t = 4.09 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b)-Espacement des armatures :

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

Armatures principales : $S_t \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Armatures de répartition : $S_t \leq \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Aux appuis : $S_t = 33 \leq 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 33 \leq 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

c)-Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 75.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.28 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 75.4} = 2.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d) Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Pour les fissurations non préjudiciables}$$

Dans notre cas $T_u^{\max} = 26.28 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{26.28 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.20 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e)-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :** $T_u^{\max} \leq \frac{0.4 f_{c28} 0.9 b d}{\gamma_b}$

$$T_u^{\max} = 26.28 \text{ KN} < \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 130}{1.5} = 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que

$$A_a \geq (T_u^{\max} - \frac{M_a}{0.9d}) \times \frac{1.15}{F_e} = (26.28 - \frac{6.72}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.090 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > -0.09 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\Phi F_e}{4\tau_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 282 \text{ mm} \quad \text{On prend } l_s = 30 \text{ cm.}$$

III.5.3.7- Vérification à l'ELS :

a) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.975 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.85 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 2.01} = 190.37 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (\gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = 190.37 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190.37}{61.92} = 3.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.07 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\rho_l = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.948 \\ K_1 = 39.35 \end{array} \right.$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{13.73 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 4.25} = 262.14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 262.14 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{262.14}{39.35} = 6.66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{15}{350} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Nous devons donc vérifier la flèche.

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v L_0} \leq \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.70$$

M_t : Moment d'inertie de la section homogène

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée de béton

B_0 : Section homogène.

A : Section d'armatures

$$B_0 = b \cdot h + n \cdot A_t = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)$$

$$A_{cec} : V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\left(\frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t \times d \right] = \frac{1}{1567.8} \left(\frac{100 \times 225}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 \right) = 7.78 \text{ cm}$$

$$\text{Et } V_2 = h - V_1 = 15 - 7.78 = 7.22 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = \frac{100}{3} (7.78^3 + 7.22^3) + 15 \times 4.52 (7.22 - 2)^2 = 29979.68 \text{ cm}^4$$

$$Et f = \frac{13.73 \times 10^3 \times 350^2}{10 \times 10818.86 \times 29979.68} = 0.52 \text{ cm}$$

$f = 0.52 \text{ cm} < \bar{f} = 0.70 \text{ cm}$ La condition est vérifiée.

C) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

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

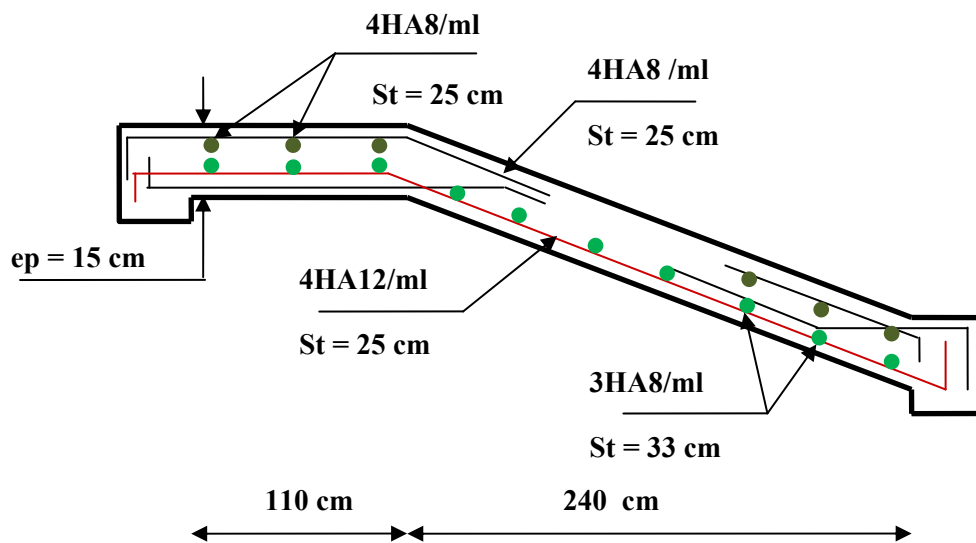
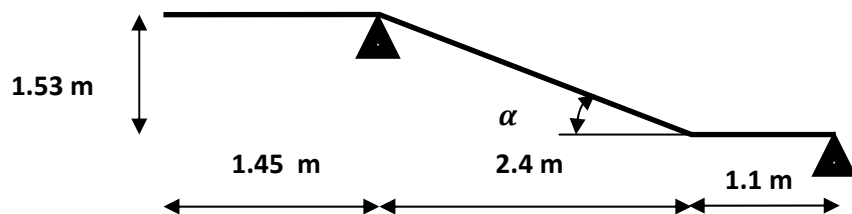


Fig.III.5.9. Schéma de ferrailage de l'escalier de l'entre

III.5.4. Calcul de l'escalier d'Etage service et habitation :

III.5.4.1-Pré dimensionnement

- **Présentation de la volée :**



F ig.III.5.10.Schéma statique de la volée -2-

$L_{vp} = 2.4 \text{ m}$; $L_{p1} = 1.10 \text{ m}$; $L_{p2} = 1.45 \text{ m}$; $H = 1.53 \text{ m}$; $L = L_{p1} + L_{vp} + L_{p2} = 4.80 \text{ m}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifié

Nombre de contre marche : $n = \frac{153}{17} = 9$ contre marches par volée du 17 cm

Nombre de marches : $m = n - 1 = 8$ Marches

L'emmarchement est de 112cm

Epaisseur de la paillasse $\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } ep \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

$$L_v = \sqrt{Lvp^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.846 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_{p1} = 2.846 + 1.10 \Rightarrow L' = 3.946 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 13.15 \text{ cm} \leq ep \leq 19.73 \text{ cm} \\ ep \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est : $ep = 15 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ. \quad \begin{cases} n = 9. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

III.5.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous. dessous.

<i>Tableau III.5.3 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations (palier)</i>				
Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	22	0.02	0.44	
Lit de sable	22	0.03	0.66	
Enduit de ciment	22	0.015	0.33	
Total	/	/	5.62	

<i>Tableau III.5.4 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations (Paillasse)</i>				
Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	2.5
Lit de sable	22	0.03	0.66	
Mortier de pose	22	0.02	0.44	
Marches	25	h/2	2.125	
Paillasse	25	0.15/cos(32.52°)	4.45	
Enduit en Ciment	22	0.015	0.33	
Total		Epaisseur 15cm	8.445	2.5

III.5.4.3. Calcul à l'ELU :

Paillasse :

- $q_{U2} = (1.35 \times 8.445 + 1.5 \times 2.5) = 15.15 \text{ KN/ml}$

Palier :

$$q_{U1} = q_{U3} = (1.35 \times 5.62 + 1.5 \times 2.5) = 11.34 \text{ KN/ml}$$

Mur extérieur : $q_{u \text{ mur}} = (1,35 \times 6.35) = 8.57 \text{ KN/ml}$ avec $G_{\text{mur}} = 2,22 \times 2,86 = 6.35 \text{ KN/m}^2$

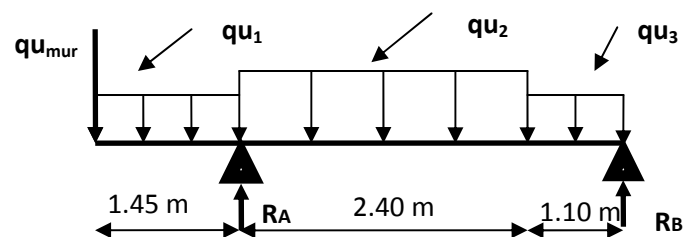


Fig.III.5.11. Schéma statique de la volée -2- à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :

- **Réaction d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \implies 1.450 \times q_{u1} + 2.4q_{u2} + 1.10 q_{u3} + q_{u \text{ mur}} \times 1 - R_A - R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 1.45 \times 11.34 + 2.4 \times 15.15 + 1.1 \times 11.34 + 8.57 \times 1 = 73.85 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 3.5R_B + q_{u1} \frac{1.45^2}{2} - q_{u2} \left(\frac{2.4^2}{2} \right) - q_{u3} \left(2.4 + \frac{1.1^2}{2} \right) + 1.45 q_{u \text{ mur}} = 0$$

$$\implies 3.5R_B + 11.92 - 43.63 - 34.08 + 12.43 = 0 \implies R_B = 15.25 \text{ KN}$$

Donc $R_A = 58.60 \text{ KN}$

Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (T_y)	Moment fléchissant (M_z)	X (m)	T_y (KN)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.45$	$-8.57 - 11.34 x$	$-\frac{11.34}{2} x^2 - 8.57 x$	0	-8.57	0
			1.45	-25.01	-24.34
$0 \leq x \leq 2.40$	$-2.78 + 15.15 x$	$-\frac{15.15}{2} x^2 + 3.91 x + 9.91$	0	-2.78	9.91
			2.40	33.58	-24.34
$0 \leq x \leq 1.1$	$-15.25 + 11.34 x$	$-\frac{11.34}{2} x^2 + 15.25 x$	0	-15.25	0
			1.10	-2.78	9.91

- $\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \implies 3.91 - 15.15 x = 0 \implies x = 0.26 \text{ m}$
- Donc $M_z^{max} = 10.42 \text{ KN m}$

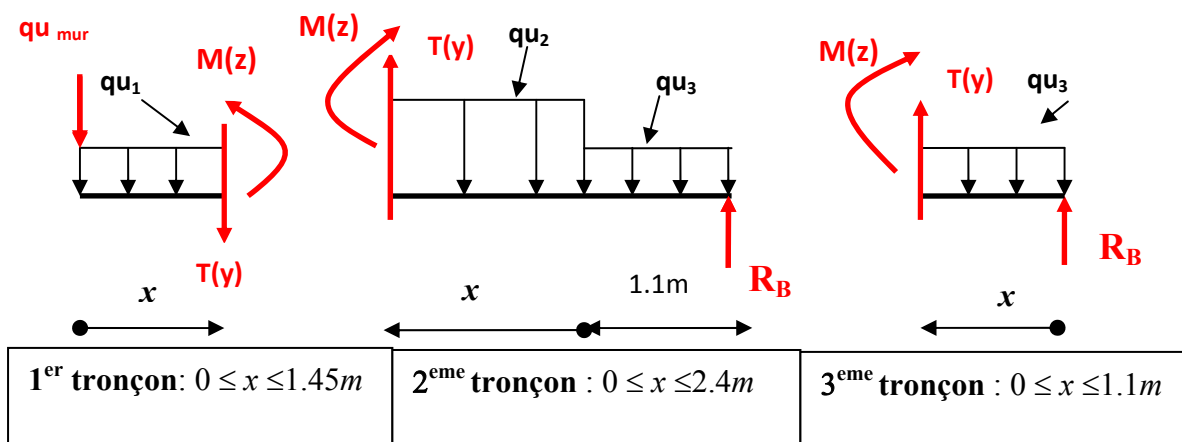


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

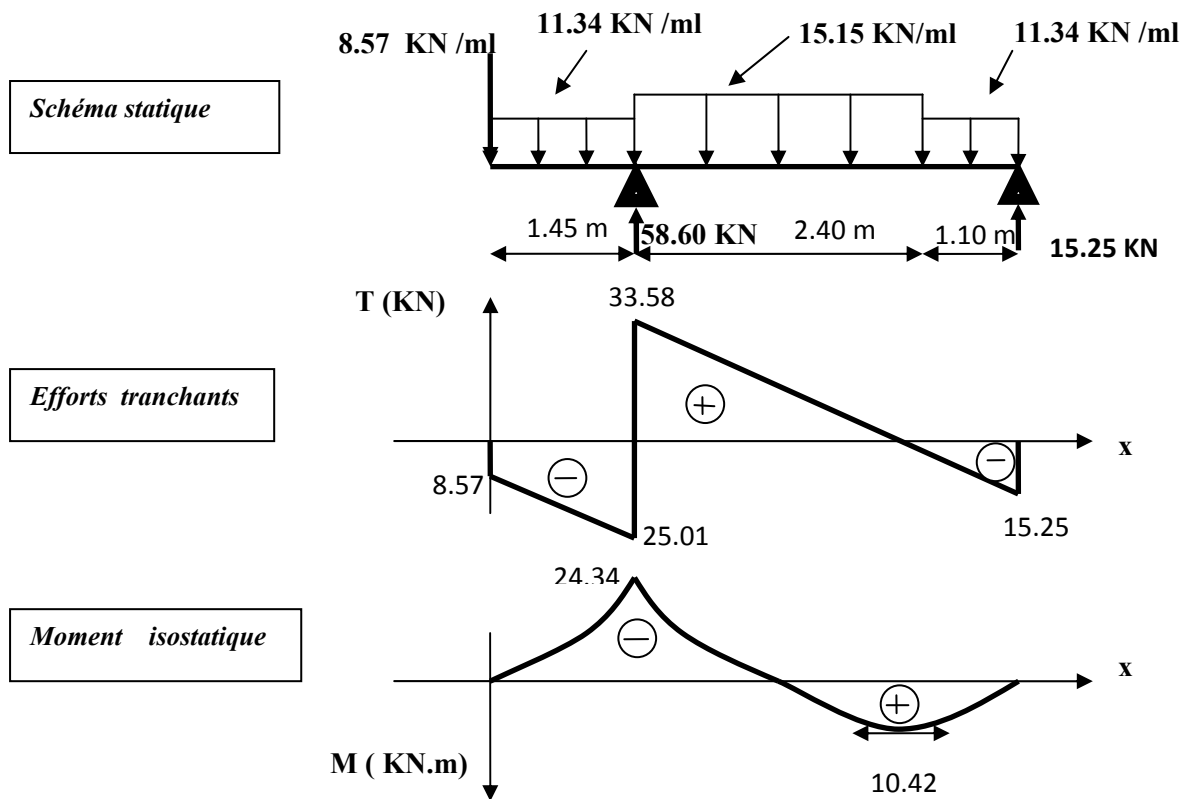


Fig. III.5.12. Diagramme des efforts internes à l'ELU

Après avoir tenir compte du semi encastrement, à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = -0,3 Mz^{\max}$) et en travée ($M = 0,85 Mz^{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

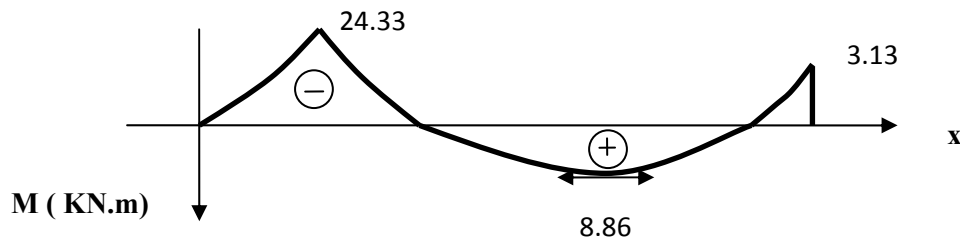


Fig. III.5.13. Diagramme de calcul des moments fléchissant à l'ELU

III.5.4.4- Calcul à l'ELS :

Détermination des charges :

- Paillasse :

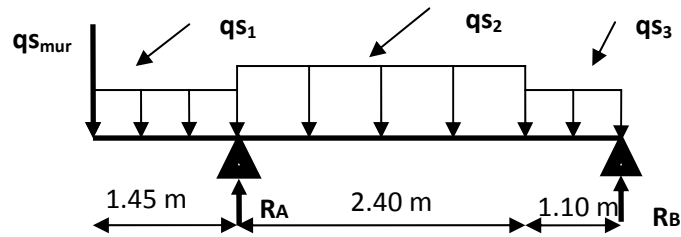
$$qs_2 = (8.445 + 2.5) = 10.95 \text{ KN/ml}$$

- Palier :

$$qs_1 = qs_3 = (5.62 + 2.5) = 8.12 \text{ KN/ml}$$

• **Mur extérieur :**

$q_{S_{mur}} = 6.35 \text{ KN/ml}$ avec $G_{mur} = 2,22 \times 2,86 = 6.35 \text{ KN/m}$



F ig.III.5.14.Schéma statique de la volée -2-à L'ELS

Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \implies 1.450 \times q_{S1} + 2.4q_{S2} + 1.10 q_{S3} + q_{S_{mur}} \times 1 - R_A - R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 1.45 \times 8.12 + 2.4 \times 10.95 + 1.1 \times 8.12 + 6.35 \times 1 = 53.34 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 3.5R_B + q_{S1} \frac{1.45^2}{2} - q_{S2} \left(\frac{2.4^2}{2} \right) - q_{S3} \left(2.4 + \frac{1.1^2}{2} \right) + 1.45q_{S_{mur}} = 0$$

$$\implies 3.5R_B + 8.54 - 31.54 - 24.40 + 9.21 = 0 \implies R_B = 10.91 \text{ KN}$$

Donc $R_A = 42.43 \text{ KN}$

Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.45$	$-6.35 - 8.12x$	$-\frac{8.12}{2}x^2 - 6.35x$	0	-6.35	0
			1.45	-18.12	-17.74
$0 \leq x \leq 2.40$	$-1.91 + 10.95x$	$-\frac{10.95}{2}x^2 + 2.79x + 7.10$	0	-1.91	7.10
			2.40	24.27	-17.74
$0 \leq x \leq 1.1$	$-10.91 + 8.12x$	$-\frac{8.12}{2}x^2 + 10.91x$	0	-10.91	0
			1.10	-1.97	7.10

• $\frac{dMz(x)}{dx} = 0 \implies 2.79 - 10.95x = 0 \implies x = 0.26 \text{ m}$

• Donc $Mz^{max} = 7.46 \text{ KN m}$

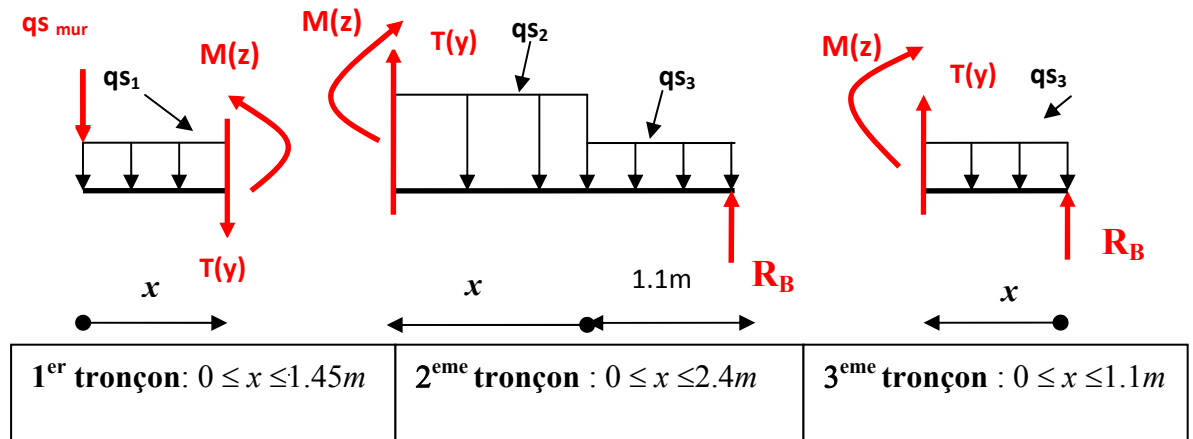
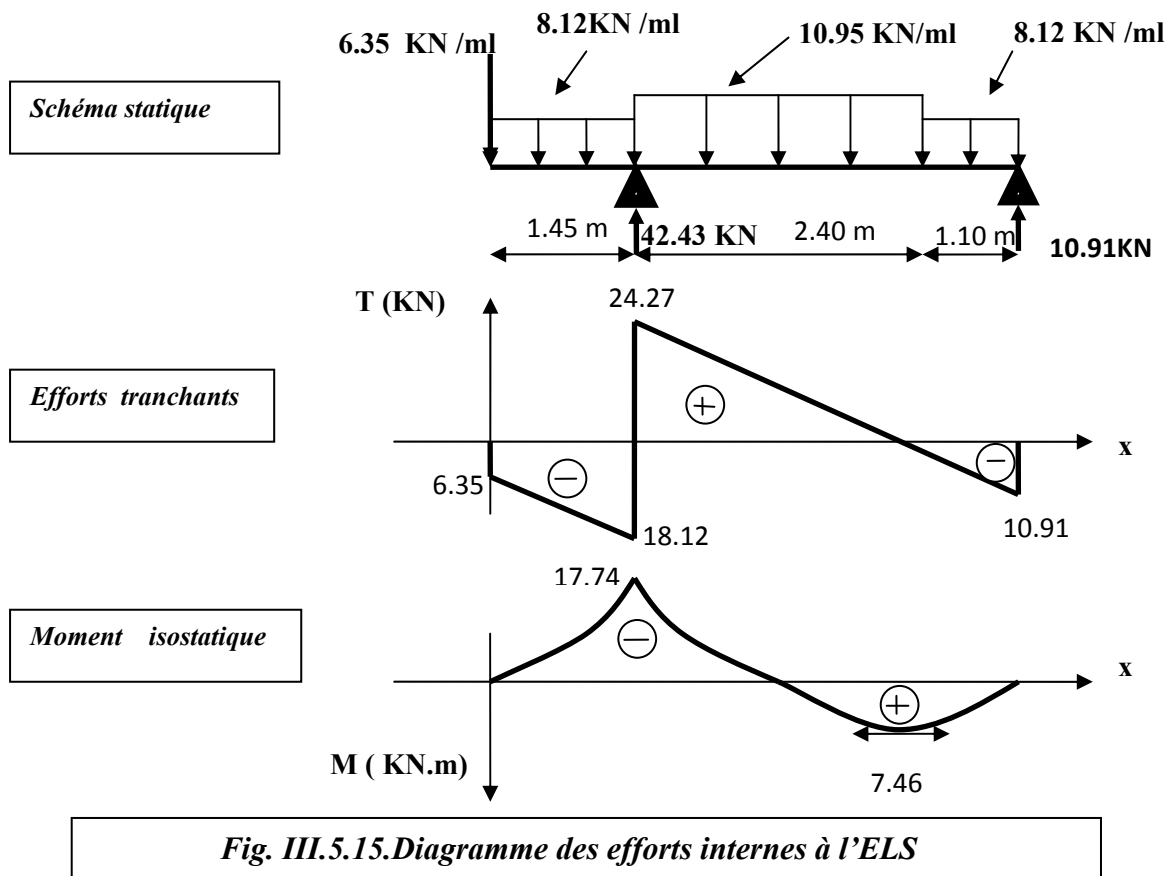


Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS



Après avoir tenu compte du semi encastrement, à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = -0,3 Mz^{max}$) et en travée ($M = 0,85 Mz^{max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

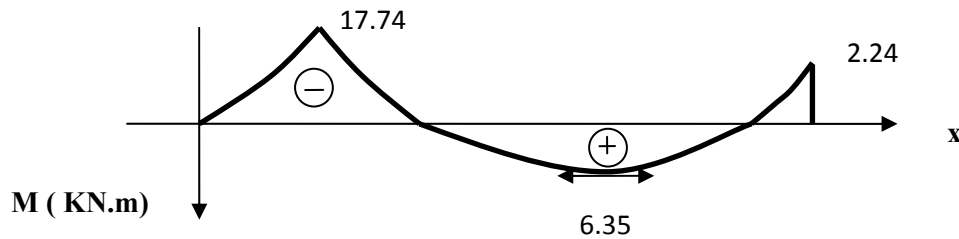


Fig. III.5.16. Diagramme de calcul des moments fléchissant à l'ELS

III.5.4.5- Ferrailage à l'ELU :

- Aux appuis :
- Appui A

Armatures longitudinales :

$$d = 13 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad M_a = 33.58 \text{ KNm}$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 F_{bc}} = \frac{24.34 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.102$$

$$\mu_a = 0.102 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.947$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.34 \times 10^5}{0.946 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 5.20 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm² avec St = 20 cm

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm².

avec St = 25 cm

- Appui B

Armatures longitudinales :

$$d = 13 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad M_b = 3.13 \text{ KNm}$$

$$F_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{bd^2 F_{bc}} = \frac{3.13 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_b = 0.013 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.993$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_b = \frac{M_b}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.13 \times 10^5}{0.993 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

En travée : $M_t = 8.86 \text{ KNm}$

Armatures longitudinales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 F_{bc}} = \frac{8.86 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_t = 0.037 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.989$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.86 \times 10^5}{0.981 \times 13 \times 380 \times 10^2} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{2} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ avec $St = 33 \text{ cm}$

III.5.4.6- Vérification à l'ELU :

a)-Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Appui A :

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$$

Appui B :

$$A_b = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$$

En travées :

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$$

La Condition de non fragilité est vérifiée

b)-Espacement des armatures :

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

Armatures principales : $St \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis :

Appui A : $St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Appui B : $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Armatures de répartition : $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

Aux appuis :

Appui A :	$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$	Condition vérifiée
Appui B :	$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$	Condition vérifiée
En travée :	$S_t = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$	Condition vérifiée

c)-Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

- **Appui (A)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.40 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.58 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.40} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appui (B)**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.25 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d) Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Pour les fissurations non préjudiciables}$$

Dans notre cas $T_u^{max} = 33.53 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{33.53 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.26 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

e)-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$T_u^{max} \leq \frac{0.4 f_{c28} 0.9 b d}{\gamma_b}$$

$$T_u^{max} = 33.53 \text{ KN} \lll \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 130}{1.5} = 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq (T_u^{max} - \frac{M_a}{0.9d}) \times \frac{1.15}{F_e} = (33.53 - \frac{24.34}{0.9 \times 0.13}) \frac{1.15}{400} = -0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > -0.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

f) Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\phi F_e}{4\tau_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} \quad \text{On prend } l_s = 50 \text{ cm.}$$

III.5.4.7- Vérification à l'ELS :**a) Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

• Aux appuis :**Appui (A) :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ K_1 = 34.50 \end{cases}$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{17.74 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 268.66 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (\gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = 268.66 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{268.66}{34.5} = 7.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.80 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui (B) :

$$\rho_1 = \frac{100A_b}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.975 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.24 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 2.01} = 87.92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 87.92 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{87.92}{61.92} = 1.42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.948 \\ K_1 = 39.35 \end{array} \right.$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.35 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 4.25} = 121.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 121.23 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{121.23}{39.35} = 3.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.08 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{15}{350} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Nous devons donc vérifier la flèche.

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v L_0} \leq \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.70$$

M_t : Moment d'inertie de la section homogène

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée de béton

B_0 : Section homogène.

A : Section d'armatures

$$B_0 = b \cdot h + n \cdot A_t = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\left(\frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t \times d \right] = \frac{1}{1567.8} \left(\frac{100 \times 225}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 \right) = 7.78 \text{ cm}$$

$$\text{Et } V_2 = h - V_1 = 15 - 7.78 = 7.22 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = \frac{100}{3} (7.78^3 + 7.22^3) + 15 \times 4.52 (7.22 - 2)^2 = 29979.68 \text{ cm}^4$$

$$\text{Et } f = \frac{6.63 \times 10^3 \times 350^2}{10 \times 10818.86 \times 29979.68} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f = 0.25 \text{ cm} < \bar{f} = 0.70 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

La console :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{15}{145} = 0.104 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{145} = 0.104 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{1}{10} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{At}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$Mt = M_0 = M_{qs} = \frac{q_{s1} \cdot L^2}{2} + q_{s \text{ mur}} \times L = \frac{8.12 \times 1.45^2}{2} + 6.35 \times 1.45 = 17.74 \text{ KN m}$$

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

C) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

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

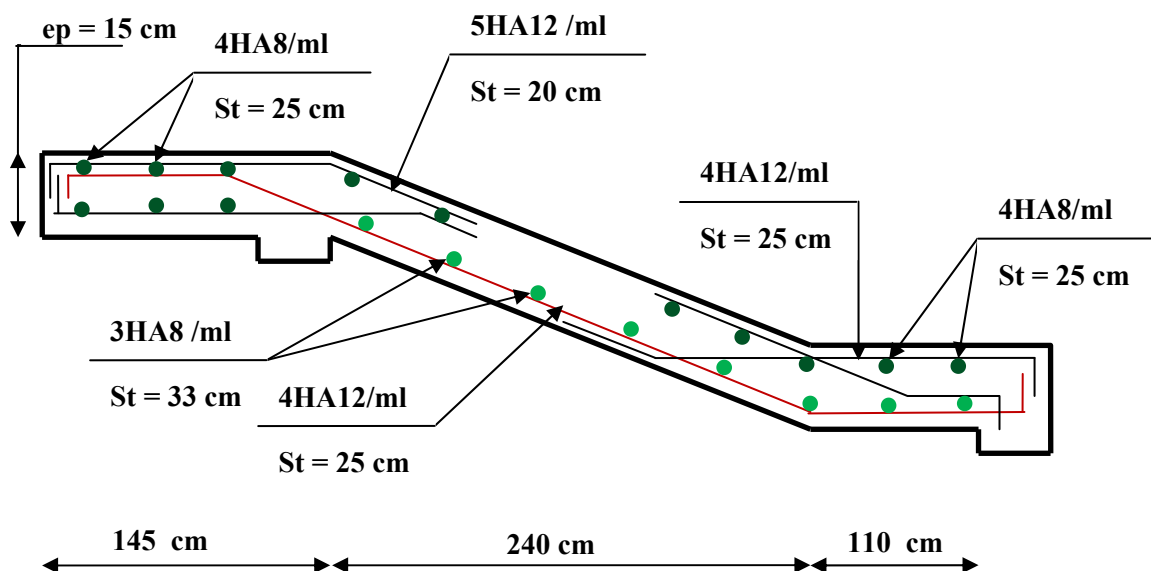
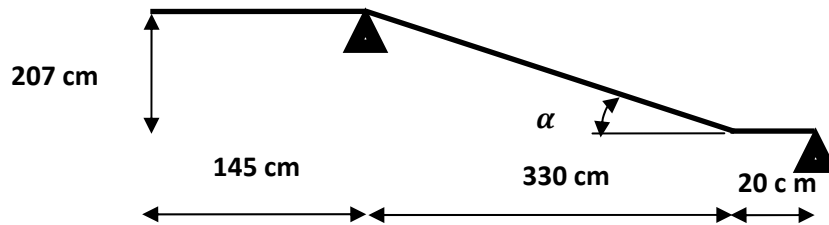


Fig .III.5.17.Schéma de ferrailage de l'escalier d'étages de service et d'habitation

III.5.5. Calcul de l'escalier de RDC :**III.5.5.1-Pré dimensionnement**

- Présentation de la volée :



F ig.III.5.18. Schéma statique de la volée -3-

$$L_{vp} = 3.30 \text{ m} ; L_{p1} = 1.45 \text{ m} ; L_{p2} = 0.20 \text{ m} ; H = 2.07 \text{ m} ; L = L_{p1} + L_{vp} + L_{p2} = 4.95 \text{ m}$$

On prend : $h = 17.25 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

$$2 \times 17.25 + 30 = 64.5 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{207}{17.25} = 12 \text{ contre marches par volée du } 17.25 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de marches : } m = \frac{L_{VP}}{g} = \frac{330}{30} = 11 \text{ Marches}$$

L'embranchement est de 112cm

$$\text{Epaisseur de la paillasse } \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } ep \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L_{vp}^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 3.90 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_{p1} = 3.90 + 0.20 \Rightarrow L' = 4.10 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 13.67 \text{ cm} \leq ep \leq 20.05 \text{ cm} \\ ep \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour : $ep = 20 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 32.10^\circ. \quad \begin{cases} n = 12 \\ m = 11 \\ h = 17.25 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

III.5.5.2.Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous. dessous.

<i>Tableau III.5.5 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations (palier)</i>				
Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	22	0.02	0.44	
Lit de sable	22	0.03	0.66	
Enduit de ciment	22	0.015	0.33	
Total	/	/	5.62	

<i>Tableau III.5.6 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations (Paillasse)</i>				
Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	2.5
Lit de sable	22	0.03	0.66	
Mortier de pose	22	0.02	0.44	
Marches	25	h/2	2.16	
Paillasse	25	0.20/cos(32.10°)	5.9	
Enduit en Ciment	22	0.015	0.33	
	Total	Epaisseur 20cm	9.83	2.5

III.5.5.3. Calcul à l'ELU :

Paillasse :

- $q_{U1} = (1.35 \times 9.83 + 1.5 \times 2.5) = 17.02 \text{ KN/ml}$

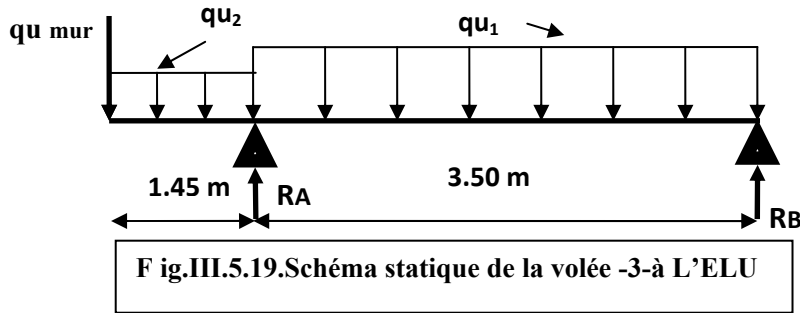
Palier :

$$q_{U2} = (1.35 \times 5.62 + 1.5 \times 2.5) = 11.34 \text{ KN/ml}$$

Mur extérieur : $q_{\text{mur}} = (1,35 \times 8.75) = 11.81 \text{ KN/ml}$ avec $G_{\text{mur}} = 2,22 \times 3.94 = 8.75 \text{ KN/m}^2$

Remarque :

On prend q_{U1} comme combinaison pour L_{p2} , car il n'existe pas un palier du 20 cm



Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :

• Réaction d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies 3.5 \times q_{u1} + 1.45 \times q_{u2} + q_{u \text{ mur}} \times 1 - R_A - R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 3.5 \times 17.02 + 1.45 \times 11.34 + 11.81 \times 1 = 87.82 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 3.5 R_B - q_{u1} \frac{3.5^2}{2} + q_{u2} \frac{1.45^2}{2} + 1.45 \times q_{u \text{ mur}} = 0$$

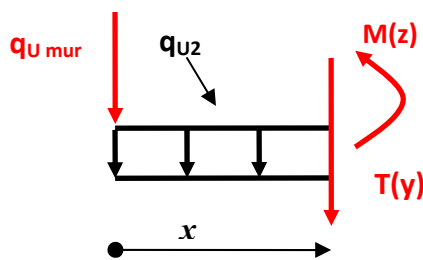
$$\implies 3.5 R_B - 104.25 + 11.92 + 17.12 = 0 \implies R_B = 21.49 \text{ KN}$$

Donc $R_A = 66.33 \text{ KN}$

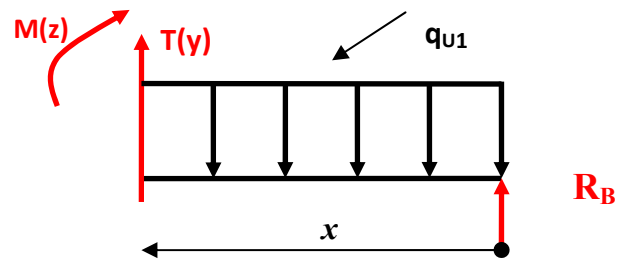
Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (T _y)	Moment fléchissant (M _z)	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.45	-11.34 x - 11.81	-11.81 x - 11.34 $\frac{x^2}{2}$	0	-11.81	0
			1.45	-28.25	-29.05
0 ≤ x ≤ 3.5	17.02 x - 21.49	+21.49 x - 17.02 $\frac{x^2}{2}$	0	-21.49	0
			3.50	38.08	-29.05



1^{er} tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.45 m



2^{ème} tronçon : 0 ≤ x ≤ 3.5 m

- $\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \implies 21.49 - 17.02 x = 0 \implies x = 1.26 \text{ m}$
- Donc $M_z^{max} = 13.57 \text{ KNm}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

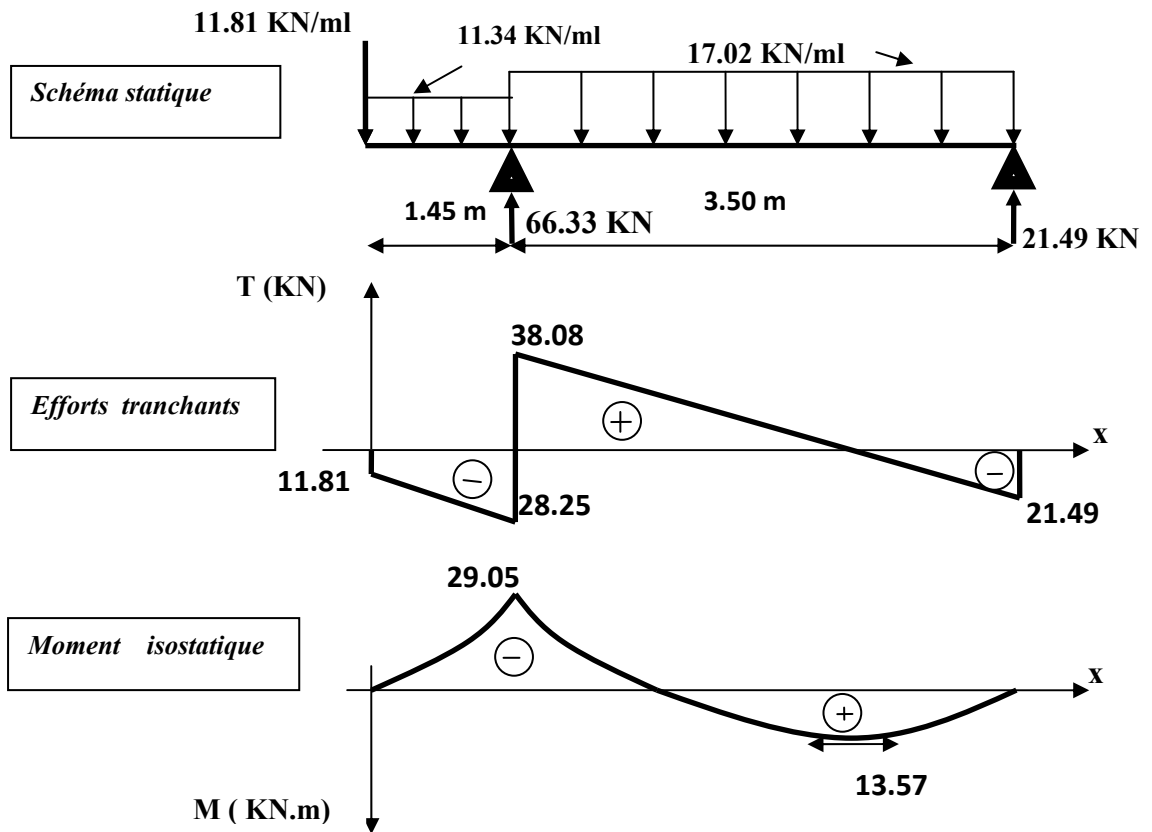


Fig. III.5.20. Diagramme des efforts internes à l'ELU

Après avoir tenu compte du semi encastrement, à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = -0,3 Mz^{\max}$) et en travée ($M = 0,85 Mz^{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

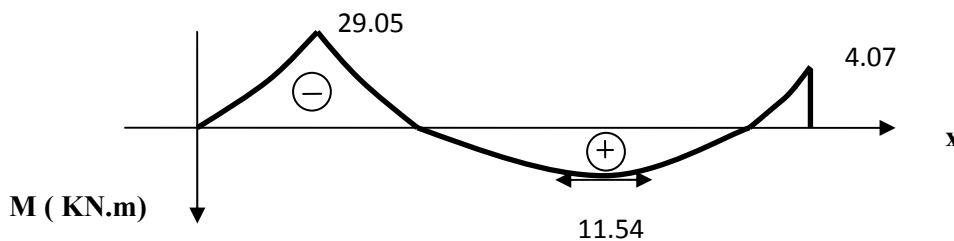


Fig. III.5.21. Diagramme de calcul des moments fléchissant à l'ELU

III.5.5.4. Calcul à l'ELS :

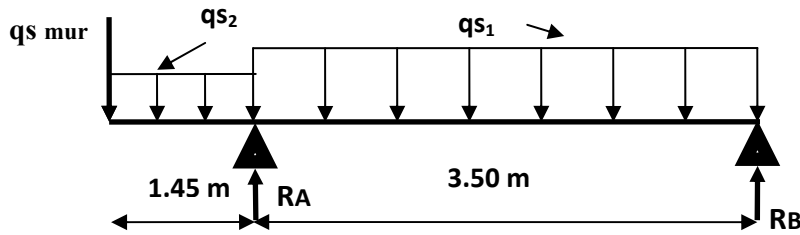
- Paillasse :

$$q_{sI} = (9.83 + 2.5) \times 1 = 12.33 \text{ KN / ml}$$

• **Palier :**

$$q_{s2} = (5.62 + 2.5) \times 1 = 8.12 \text{ KN/ml}$$

Mur extérieur : $q_{s \text{ mur}} = 8.75 \text{ KN/ml}$ avec $G_{\text{mur}} = 2,22 \times 3.94 = 8.75 \text{ KN/m}^2$



F ig.III.5.22.Schéma statique de la volée -3-à L'ELS

Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :

• **Réaction d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \implies 3.5 \times q_{s1} + 1.45 \times q_{s2} + q_{s \text{ mur}} \times 1 - R_A - R_B = 0$$

$$R_A + R_B = 3.5 \times 12.33 + 1.45 \times 8.12 + 8.57 \times 1 = 63.50 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies 3.50 R_B - q_{s1} \frac{3.5^2}{2} + q_{s2} \frac{1.45^2}{2} + 1.45 \times q_{s \text{ mur}} = 0$$

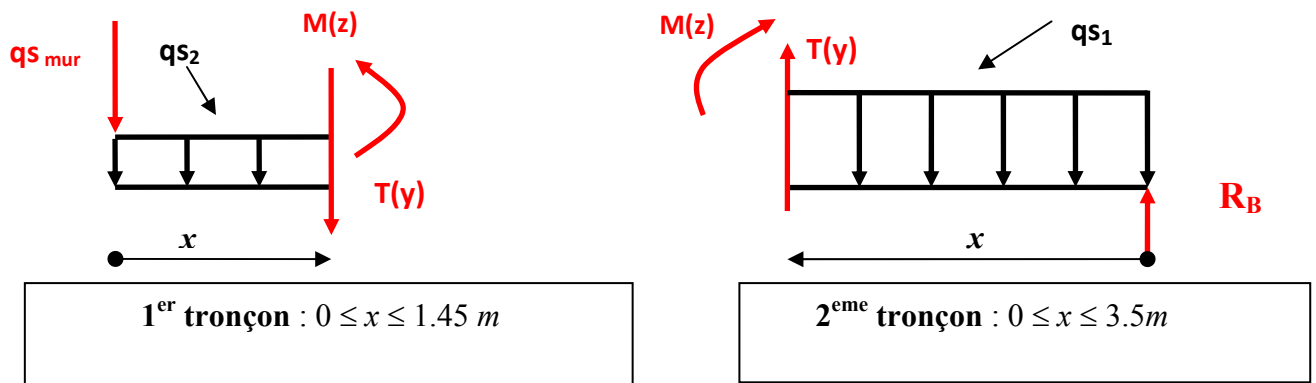
$$\implies 3.5 R_B - 75.52 + 8.54 + 12.43 = 0 \implies R_B = 15.59 \text{ KN}$$

Donc $R_A = 47.91 \text{ KN}$

Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.45$	$-8.12 x - 8.57$	$-8.57 x - 8.12 \frac{x^2}{2}$	0	-8.57	0
			1.45	-20.34	-20.96
$0 \leq x \leq 3.5$	$12.33 x - 15.59$	$15.59 x - 12.33 \frac{x^2}{2}$	0	-15.59	0
			3.50	27.57	-20.96



- $\frac{dMz(x)}{dx} = 0 \implies 15.59 - 12.33 x = 0 \implies x = 1.26 \text{ m}$
- Donc $Mz^{max} = 9.56 \text{ KNm}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

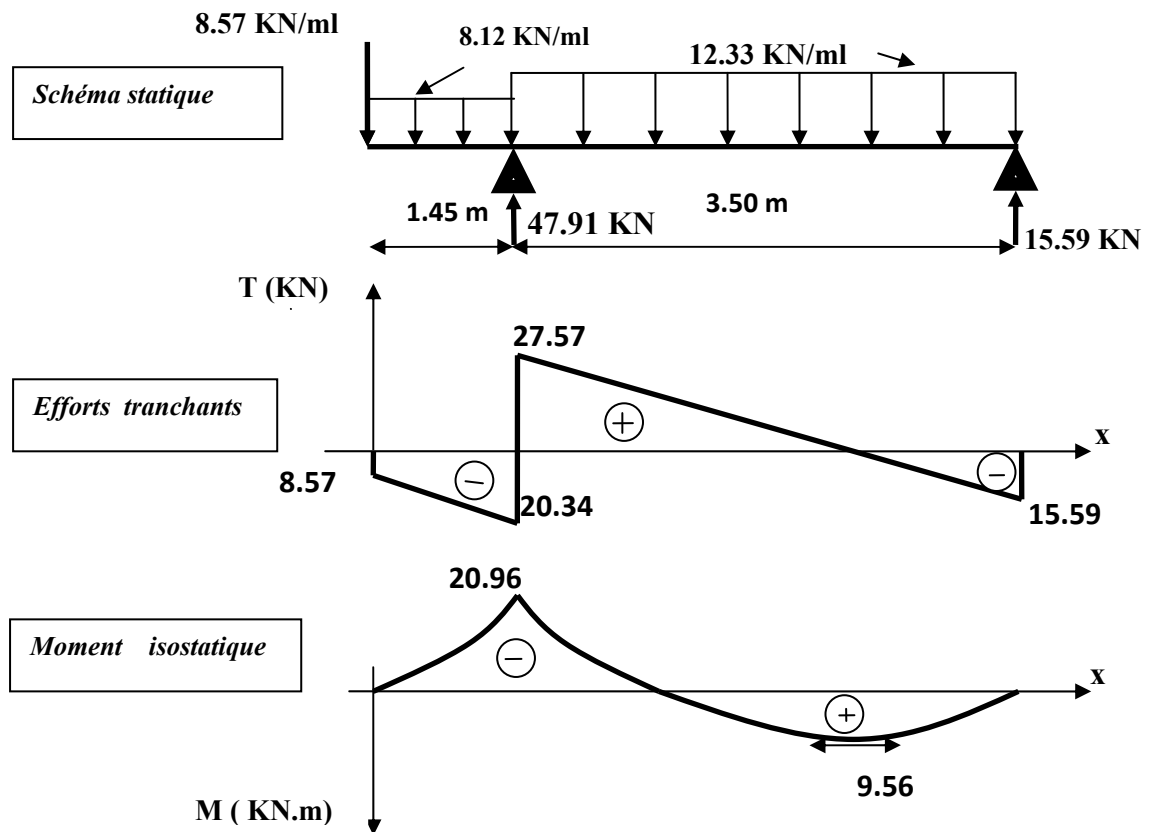


Fig. III.5.23. Diagramme des efforts internes à l'ELS

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité gauche, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = -0,3 Mz^{max}$) et en travée ($M = 0,85 Mz^{max}$) ce qui donne le diagramme suivant :

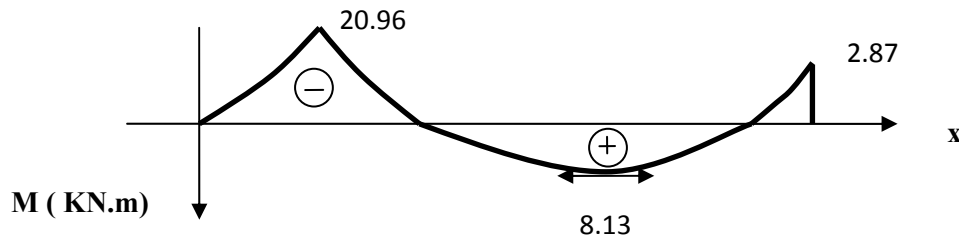


Fig. III.5.24. Diagramme de calcul des moments fléchissant à l'ELS

III.5.5.5- Ferrailage à l'ELU :

- Aux appuis :
- Appui A

Armatures longitudinales :

$$d = 18 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad M_a = 29.05 \text{ KNm}$$

$$F_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 F_{bc}} = \frac{29.05 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0631$$

$$\mu_a = 0.0631 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.967$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.05 \times 10^5}{0.967 \times 18 \times 380 \times 10^2} = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On opte pour : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Appui B

Armatures longitudinales :

$$d = 18 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad M_b = 4.07 \text{ KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{bd^2 F_{bc}} = \frac{4.07 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14.2} = 0.009$$

$$\mu_b = 0.009 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.995$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_b = \frac{M_b}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.07 \times 10^5}{0.995 \times 18 \times 380 \times 10^2} = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

- On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm². avec $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée : $M_t = 11.54 \text{ KNm}$

Armatures longitudinales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 F_{bc}} = \frac{11.54 \times 10^6}{10^3 \times 180^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu_t = 0.025 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.987$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.54 \times 10^5}{0.987 \times 18 \times 380 \times 10^2} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

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

On opte pour : 4 HA10 = 3.94 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.5.6- Vérification à l'ELU :**a)-Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)18 \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :**Appui A :**

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$$

Appui B :

$$A_b = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$$

En travées :

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$$

La Condition de non fragilité est vérifiée

b)-Espacement des armatures :

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

Armatures principales : $S_t \leq \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis :

Appui A : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Appui B : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Armatures de répartition : $St \leq \text{Min}(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

Aux appuis :

Appui A : $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Appui B : $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

En travée : $St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

c)-Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

- **Appui (A)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.40 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.08 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.40} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appui (B)**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.60 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.49 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.60} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d) Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Pour les fissurations non préjudiciables}$$

Dans notre cas $T_u^{max} = 38.08 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{38.08 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.21 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

e)-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton :** $T_u^{max} \leq \frac{0.4 f_{c28} 0.9 b d}{\gamma_b}$

$$T_u^{max} = 38.08 \text{ KN} \lll \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 180}{1.5} = 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures :** On doit vérifier que :

$$A_a \geq (T_u^{max} - \frac{M_a}{0.9d}) \times \frac{1.15}{F_e} = (38.08 - \frac{29.05}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} = -0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > -0.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\Phi F_e}{4\tau_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\text{A l'appui (B) : } l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 352.11 \text{ mm} \quad \text{On prend } l_s = 40 \text{ cm}$$

III.5.5.7- Vérification à l'ELS :

a) **Contrainte de compression dans le béton :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

• **Aux appuis :**

Appui (A) :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.3138$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.912 \\ K_1 = 41.82 \end{array} \right.$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{20.96 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 5.65} = 225.98 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (\gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = 225.98 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225.98}{41.82} = 7.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.80 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Appui (B) :

$$\rho_1 = \frac{100A_b}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.1744$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{array} \right.$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.87 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 54.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 54.48 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.48}{58.53} = 0.93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.93 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.2511$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.920 \\ K_1 = 47.50 \end{array} \right.$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.13 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 4.25} = 70.38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 70.38 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70.38}{47.50} = 2.43 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.43 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{15}{350} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Nous devons donc vérifier la flèche.

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v L_0} \leq \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.70$$

M_t : Moment d'inertie de la section homogène

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée de béton

B_0 : Section homogène.

A : Section d'armatures

$$B_0 = b \cdot h + n \cdot A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\left(\frac{bh^2}{2} \right) + 15 A_t \times d \right] = \frac{1}{2067.8} \left(\frac{100 \times 400}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 \right) = 10.26 \text{ cm}$$

$$\text{Et } V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = \frac{100}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 (9.74 - 2)^2 = 70863.60 \text{ cm}^4$$

$$\text{Et } f = \frac{8.13 \times 10^3 \times 350^2}{10 \times 10818.86 \times 70863.60} = 0.52 \text{ cm}$$

$$f = 0.52 \text{ cm} < \bar{f} = 0.70 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

La console :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{20}{145} = 0.14 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{145} = 0.14 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{1}{10} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \quad ; \quad \frac{At}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$Mt = M_0 = M_{qs} = \frac{q_{s1} \cdot L^2}{2} + q_s \text{ mur} \times L = \frac{8.12 \times 1.45^2}{2} + 8.57 \times 1.45 = 20.96 \text{ KN m}$$

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

C) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

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

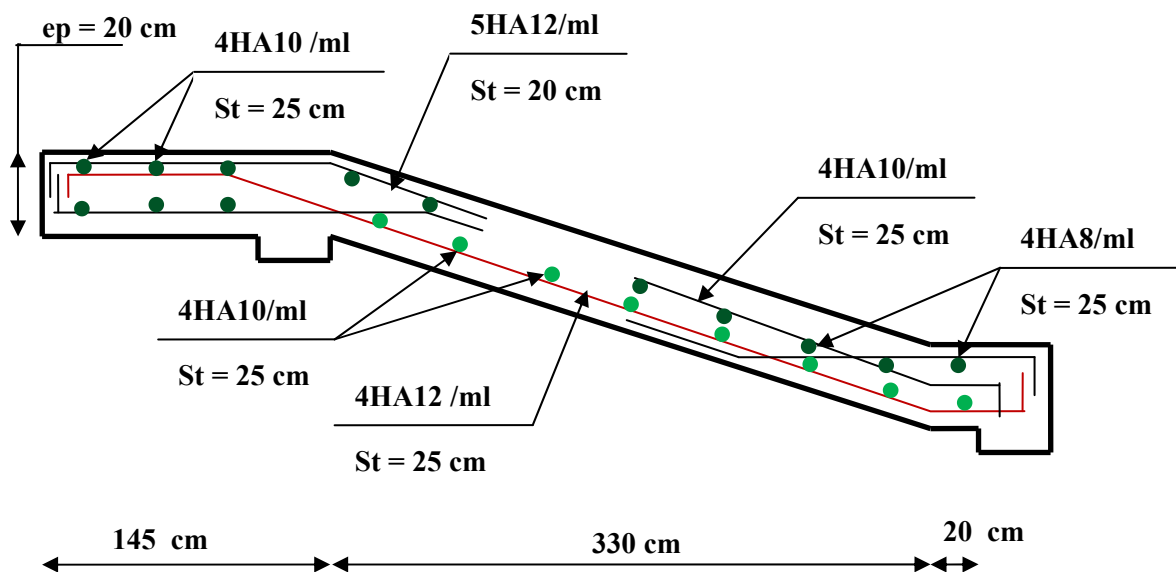


Fig .5. 25. Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC

III.6. Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Cette poutre est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est $L = 4.00$ m, le calcul se fera en flexion simple.

III.6.1) Pré dimensionnement de la poutre :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

- La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Avec :

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

h_t : la hauteur de la poutre

b : La largeur de la poutre

- **Hauteur :**

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \quad \longrightarrow \quad 26.67 < h_t < 40 \text{ cm}$$

Recommandations de RPA 2003 (Art 7.5.1) :

La hauteur de la poutre est donnée par : $h_t \geq 30$ cm

Donc on prend : $h_t = 35$ cm

- **Largeur :**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Recommandations de RPA 2003 (Art 7.5.1) :

La largeur de la poutre $b \geq 25$ cm

Donc on prend $b = 30$ cm

La vérification de la condition : $\frac{h_t}{b} < 4 \quad \longrightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.17 < 4$ condition vérifiée.

Donc la poutre palier à pour dimension ($b \times h$) = (30×35) cm^2

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre0.30X0.35X25 = 2,625 KN/ml.

Réaction du palier à l'ELU $R_p = 38.08$ KN/ml

Réaction du palier à l'ELS $R_p = 27.57$ KN/ml.

• **Combinaison des charges à L'ELU:**

$q_{u1} = 1,35.G = 1.35 \times 2.625 = 3.54$ KN/m

$q_{u2} = 1.35G + R_p = 1.35 \times 2.625 + 38.08 = 41.62$ KN/ml.

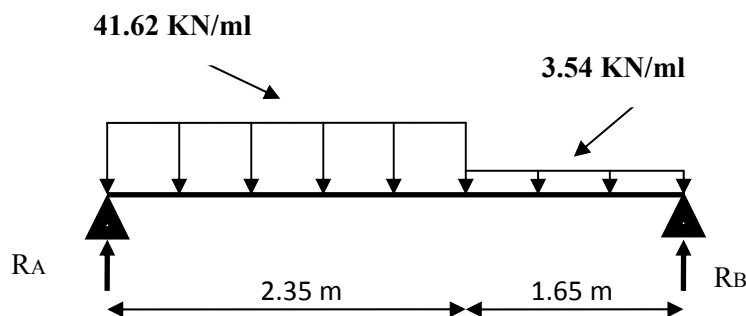


Fig.III.6.1.Schéma statique de la poutre palier à L'ELU

• **Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :**

• **Réaction d'appuis :**

$R_A + R_B = 41.62 \times 2.35 + 3.54 \times 1.65 = 103.65$ KN

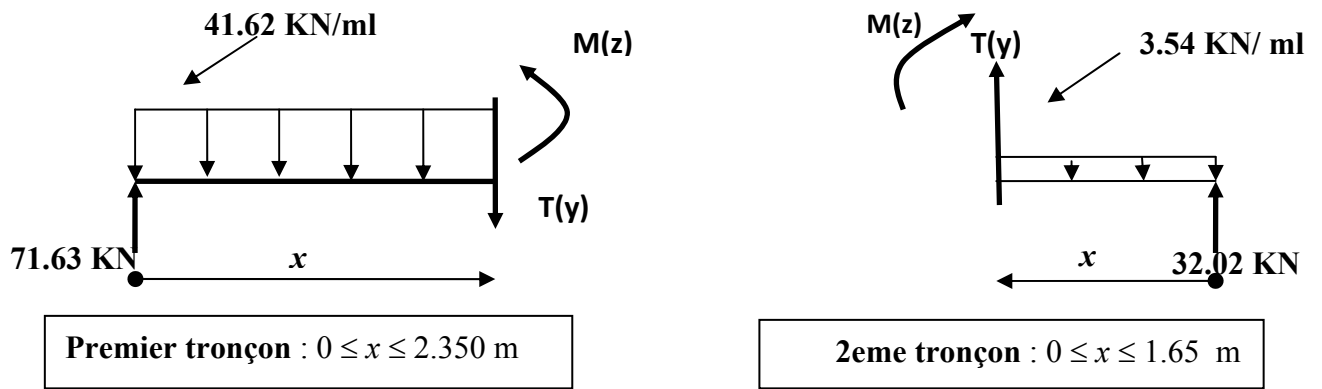
$\sum M / A = 4 R_B - 3.54 \left(\frac{1.65^2}{2} + 2.35 \right) - 41.62 \times \frac{2.35^2}{2} = 0 \rightarrow R_B = 32.02$ KN

$R_A = 71.63$ KN

• **Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :**

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.35$	$- 41.62 x + 71.63$	$71.63 x - \frac{41.62}{2} x^2$	0	71.63	0
			2.35	- 26.18	53.41
$0 \leq x \leq 1.65$	$- 32.02 + 3.54x$	$32.02 x - 3.54 \frac{x^2}{2}$	0	-32.02	0
			1.65	-26.18	53.41



- $\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \implies 71.63 - 41.62 x = 0 \implies x = 1.72 \text{ m}$
- Donc $M_z^{max} = 61.64 \text{ KNm}$

Remarque : 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 :

- Aux appuis : $M_a = -0.3 M_z^{max} = -0.3 \times 61.64 = -18.50 \text{ KN m}$
- En travée : $M_t = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 61.64 = 52.40 \text{ KNm}$

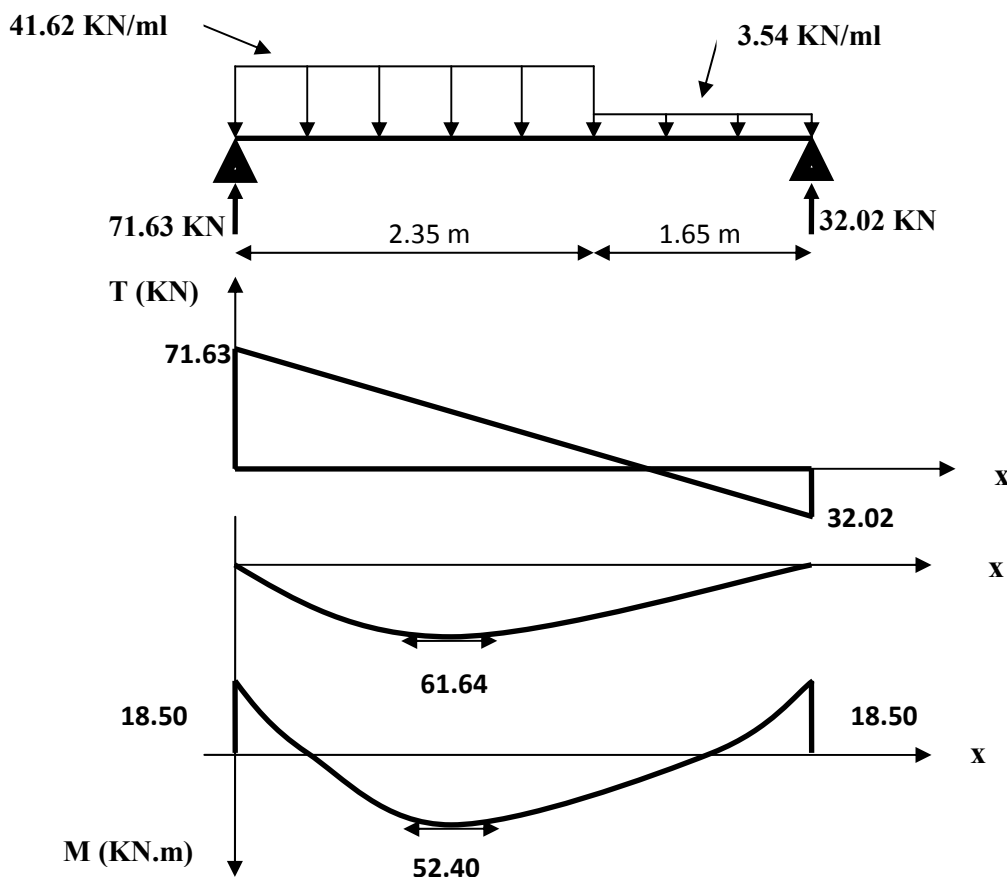


Fig.III.6. 2.Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.6.3. Calcul des armatures à l'ELU :**1. armatures longitudinales :**

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **En travée :**

$$d = 32\text{cm} \quad b = 30\text{ cm} \quad c = 3\text{cm} \quad M_t = 52.40\text{ KNm}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2\text{ Mpa}$$

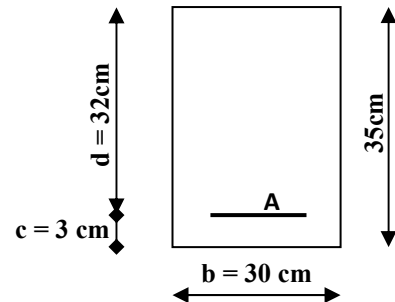
$$\mu_t = \frac{M_t}{b d^2 F_{bc}} = \frac{52.40 \times 10^6}{10^3 \times 320^2 \times 14.2} = 0.0360$$

$$\mu_t = 0.0360 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.982$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{52.40 \times 10^5}{0.982 \times 32 \times 380 \times 10^2} = 4.40\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 = 4.62\text{ cm}^2$$



- **Aux appuis :**

$$M_a = 18.50\text{KNm}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 F_{bc}} = \frac{18.50 \times 10^6}{10^3 \times 320^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_a = 0.013 < \mu_i = 0.392 \implies \beta = 0.994$$

Donc La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.50 \times 10^5}{0.994 \times 32 \times 380 \times 10^2} = 1.53\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}12 = 3.39\text{ cm}^2$$

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ Totale} = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 8.01\text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5.25\text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

2. Calcul des armatures transversales :**a. Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)**

$$\Phi_t \leq \left\{ \Phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \{ 12 ; 10 ; 30 \} = 10\text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8\text{ mm}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\Phi 8$; Donc : $A_t = 2.01\text{ cm}^2$

b. Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t\max} = \min (0.9d ; 40\text{ cm}) = (28.8 ; 40\text{ cm}) = 28.8\text{ cm}$$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales :** D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

a. Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30\text{cm} \right) = (8.75; 14.4; 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm} \quad \text{on opte pour : } S_t = 8\text{cm}$$

b. Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.50 \text{ cm}$$

Soit $S_{t\max} \leq \min (28.8\text{cm}; 17.50 \text{ cm}) = 17.5 \text{ cm}$ On opte pour $S_{t\max} = 15 \text{ cm}$

c. Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{0.4 b S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

III.6.4. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

$$A \geq A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Pour les fissurations non préjudiciables}$$

$$T_u^{\max} = 71.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{71.63 \times 10^3}{1000 \times 320} = 0.22 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n . \pi . \varphi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{71.63 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.04} = 2.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL99):

- Influence sur le béton : $T_u^{\max} \leq \frac{0.4 f_{c28} 0.9 b d}{\gamma_b}$

$$T_u^{\max} = 71.63 \text{ KN} \ll \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 300 \times 320}{1.5} = 576 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur les armatures :

On doit vérifier que

$$A_a \geq (T_u^{\max} - \frac{M_a}{0.9d}) \times \frac{1.15}{F_e} = (71.63 - \frac{18.50}{0.9 \times 0.32}) \frac{1.15}{400} = 0.021 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.021 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6.5. Etat limite de service (ELS) :

- Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_{s1} = G = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G + R_p = 2.625 + 27.57 = 30.20 \text{ KN/ml}$$

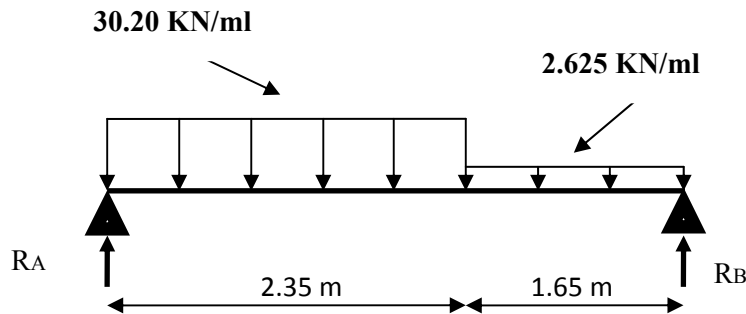


Fig.III.6.3.Schéma statique de la poutre palier à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis et efforts internes :

- Réaction d'appuis :

$$R_A + R_B = 30.20 \times 2.35 + 2.625 \times 1.65 = 75.30 \text{ KN}$$

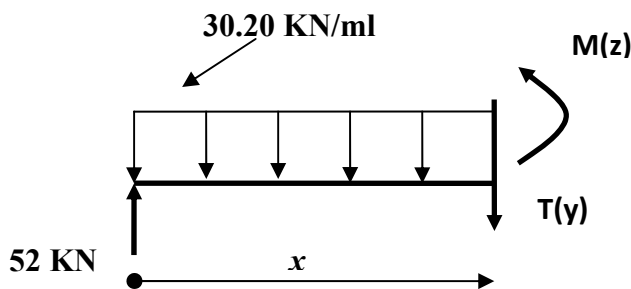
$$\sum M/A = 4 R_B - 2.625 \left(\frac{1.65^2}{2} + 2.35 \right) - 30.20 \times \frac{2.35^2}{2} = 0 \quad \rightarrow \quad R_B = 23.30 \text{ KN}$$

$$R_A = 52 \text{ KN}$$

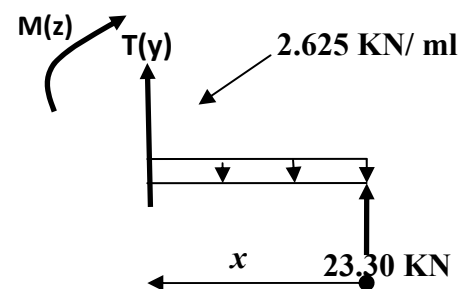
• **Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :**

Le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants sera résumé dans le tableau suivant :

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2.35	− 30.20 x + 52	$52x - \frac{30.20}{2}x^2$	0	52	0
			2.35	- 18.97	38.81
0 ≤ x ≤ 1.65	− 23.30 + 2.625x	$23.30x - 2.625 \frac{x^2}{2}$	0	-23.30	0
			1.65	-18.97	38.81



Premier tronçon : 0 ≤ x ≤ 2.35 m



2eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.65 m

- $\frac{dMz(x)}{dx} = 0 \implies 52 - 30.2x = 0 \implies x = 1.72 \text{ m}$
- Donc $Mz^{max} = 44.77 \text{ KNm}$

Remarque : Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie Mz^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- **Aux appuis :** $M_a = -0.3 Mz^{max} = -0.3 \times 44.77 = -13.43 \text{ KN m}$
- **En travée :** $M_t = 0.85 Mz^{max} = 0.85 \times 44.77 = 38.05 \text{ KNm}$

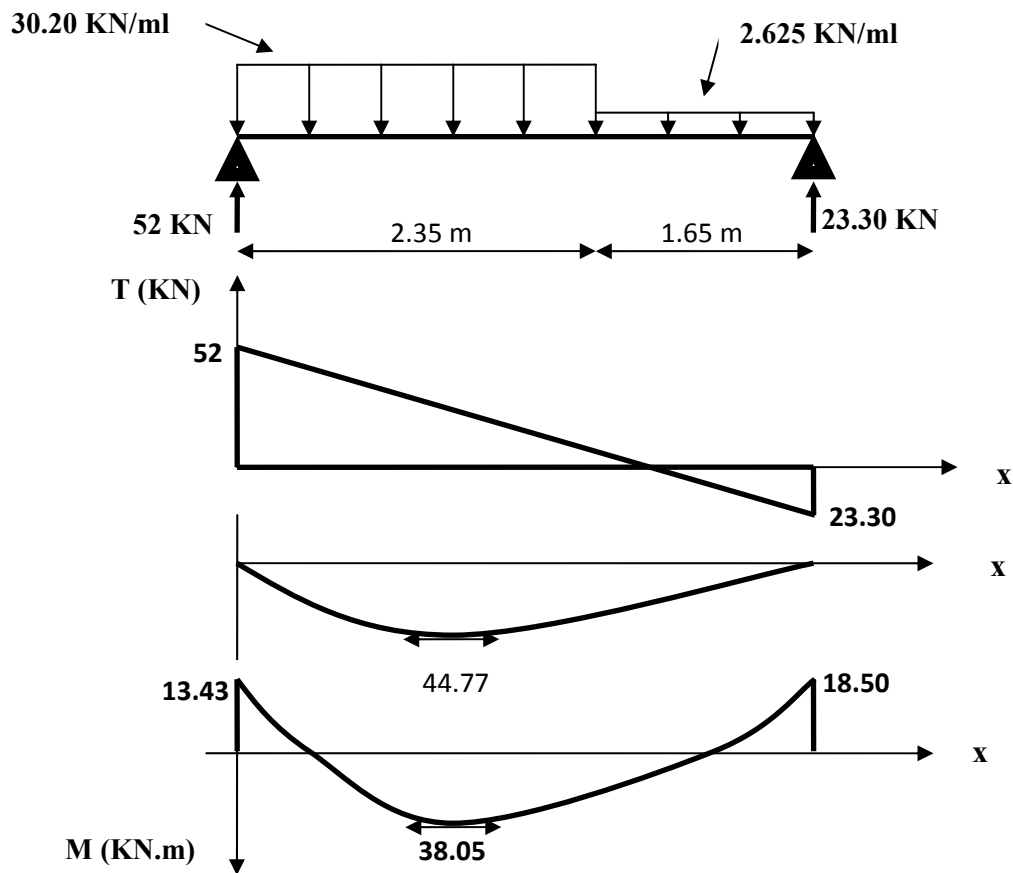


Fig.III.6.4. Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.6.7. Vérification à L'ELS :

1. Etat limite d'ouverture des fissures

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

2. Etat limite de compression de béton :

a. En travée :

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 32} = 0.481$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{38.05 \times 10^3}{0.895 \times 32 \times 4.62} = 287.57 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad (\gamma_s = 1.15)$$

$$\sigma_s = 287.57 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{287.57}{32.62} = 8.82 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 8.82 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

b. Aux appuis :

$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 32} = 0.3531$

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.908 \\ K_1 = 39.35 \end{array} \right.$

• **Contrainte dans l'acier :**

$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{13.43 \times 10^3}{0.908 \times 32 \times 3.39} = 136.35 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 136.35 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

• **Contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{136.35}{39.35} = 3.47 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 3.47 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

3. Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{35}{400} = 0.087 > \frac{1}{16} = 0.063$ Condition vérifiée

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.087 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{38.05}{10 \times 44.77} = 0.085$ Condition vérifiée

$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \frac{A_t}{bd} = \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée

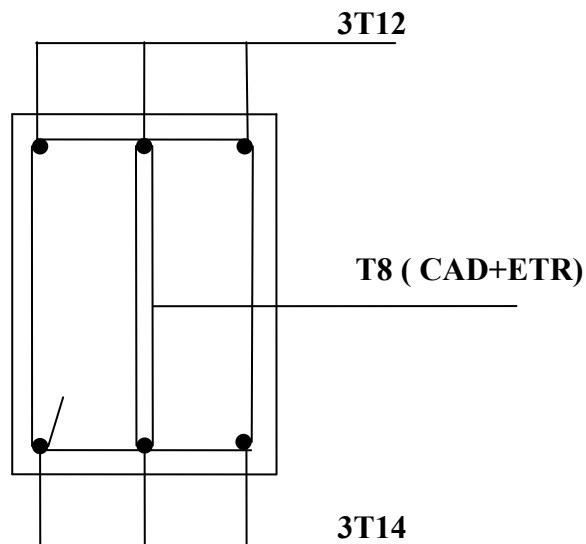


Fig.III.6.5 La coupe de la poutre palier aux appuis

Chapitre IV

Etude de contreventement

IV. Etude du contreventement

IV.1. Introduction

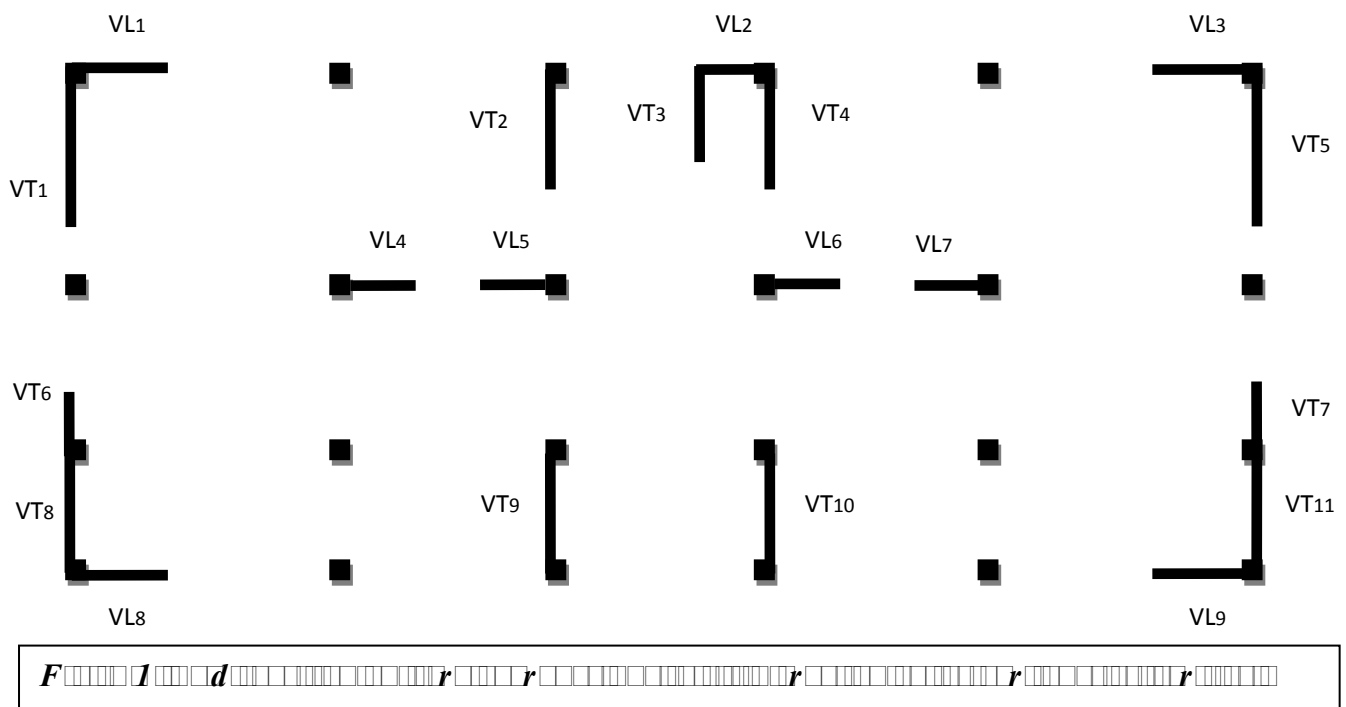
L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux-poutres » formant des portiques d'étage.
- Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, a la fois de portiques et de murs refends.

Le but de ce chapitre est de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques, d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.



IV.2. Etude des refends :

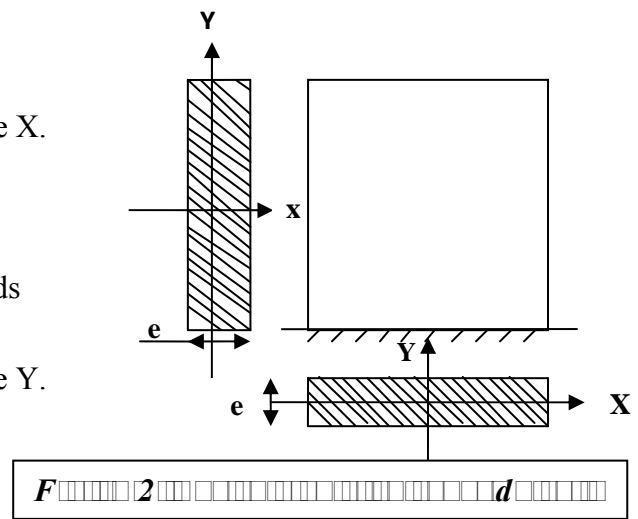
- **Calcul des inerties:**
les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

a) Les refends longitudinaux

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{e \cdot L^3}{12} \\ I_x &= \frac{L \cdot e^3}{12} \ll I_y \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{On néglige l'inertie des refends} \\ \text{longitudinaux par rapport à l'axe X.} \end{array}$$

b) Les refends transversaux :

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{e \cdot L^3}{12} \\ I_y &= \frac{L \cdot e^3}{12} \ll I_x \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{On néglige l'inertie des refends} \\ \text{transversaux par rapport à l'axe Y.} \end{array}$$



L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

Tableau IV.1 : Inertie des voiles longitudinaux.

Voile	L (m)	e (m)	I _Y	I _Y (m ⁴)
VL1	1.80	0.2	0.1	0.70
VL2	1.55	0.2	0.06	
VL3	1.80	0.2	0.1	
VL4	1.55	0.2	0.06	
VL5	1.55	0.2	0.06	
VL6	1.55	0.2	0.06	
VL7	1.55	0.2	0.06	
VL8	1.80	0.2	0.1	
VL9	1.80	0.2	0.1	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles transversaux.

Voile	L(m)	e (m)	I _X	I _X (m ⁴)
VT1	2.55	0.2	0.27	1.51
VT2	2.05	0.2	0.14	
VT3	1.75	0.2	0.01	
VT4	2.05	0.2	0.14	
VT5	2.55	0.2	0.27	
VT6	1.05	0.2	0.02	
VT7	1.05	0.2	0.02	
VT8	2.10	0.2	0.16	
VT9	2.10	0.2	0.16	
VT10	2.10	0.2	0.16	
VT11	2.10	0.2	0.16	

IV.3. Calcul des inerties fictives des portiques : (méthode des approximations successives)

L'inertie fictive des portiques est évaluée en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, et de comparer ces déplacements aux flèches que produirait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne pour chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisit, il est alors possible d'attribuer pour chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l'hypothèse de raideur infinie des planchers nous devons obtenir la même flèche pour les portiques et pour les refends.

Après avoir déterminé l'inertie fictive de chaque portique, le problème se résume à l'étude d'une série de refends parallèle, dont l'inertie est connue.

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_i : Flèche du refend au même niveau n

Δ_i : Déplacement du portique au niveau n

1) Calcul des flèches dans les refends :

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré

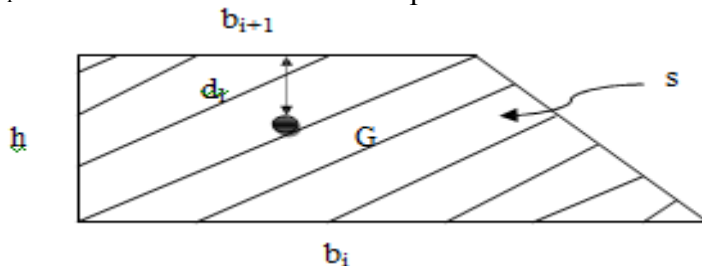


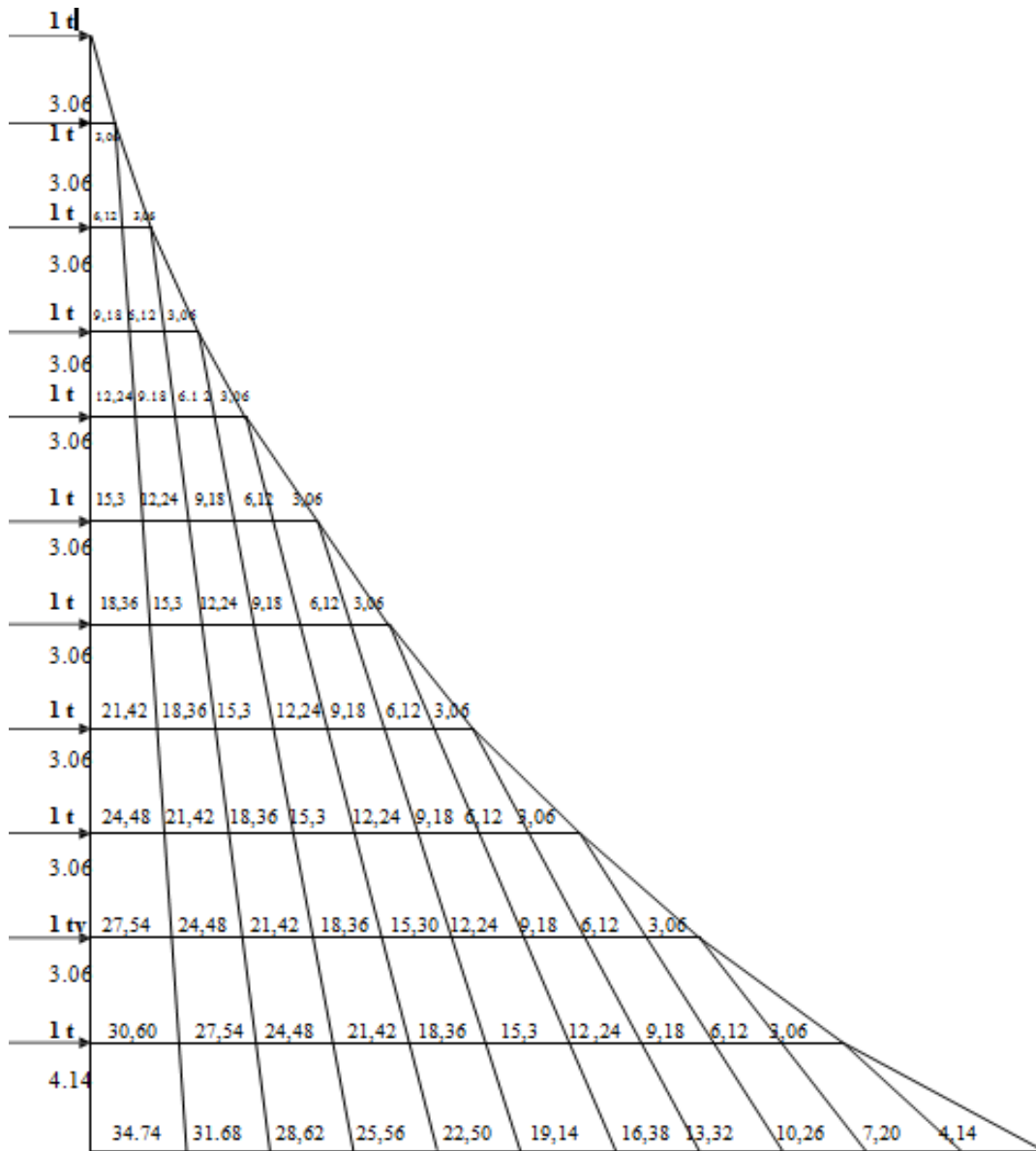
Fig IV.3. la section du trapèze

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$



$$F = 4 \times r \times d \times r$$

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) par

Diagramme des moments :

Éléments	b_i	b_{i+1}	H(m)	s_i	d_i	$s_i d_i$
10	0	3.06	3.06	4.68	2.04	9.55
09	3.06	9.18	3.06	18.73	1.79	33.53
08	9.18	18.36	3.06	42.14	1.7	71.64
07	18.36	30.6	3.06	74.90	1.66	124.33
06	30.6	45.9	3.06	117.40	1.63	191.36
05	45.9	64.26	3.06	168.54	1.62	273.03
04	64.26	85.68	3.06	229.40	1.6	367.04

03	85.68	110.16	3.06	299.63	1.59	476.41
02	110.16	137.7	3.06	379.22	1.59	602.95
01	137.70	168.3	3.06	468.18	1.58	739.72
RDC	168.3	203.04	4.14	768.67	2.13	1637.27
E.SOL	203.04	241.02	3.24	719.37	1.66	1194.15
S.SOL	241.02	281.12	2.12	553.46	1.10	608.80

$$F_I = \frac{\sum si \cdot di}{EI}$$

$$F_{01} = \frac{553.46 \cdot 1.10}{EI} = \frac{608.80}{EI} \rightarrow F_{01} EI = 608.80$$

$$F_{02} = \frac{553.46 \cdot 4.34 + 719.37 \cdot 1.66}{EI} = \frac{3596.17}{EI} \rightarrow F_{02} EI = 3596.17$$

Un calcul identique pour les autres niveaux donne les résultats suivants :

$$F_{03} = 6330.61 / EI$$

$$F_{09} = 15046.23 / EI$$

$$F_{04} = 7126.65 / EI$$

$$F_{10} = 16672.79 / EI$$

$$F_{05} = 8683.47 / EI$$

$$F_{11} = 18313.68 / EI$$

$$F_{06} = 10250.51 / EI$$

$$F_{12} = 19969.16 / EI$$

$$F_{07} = 11834.73 / EI$$

$$F_{13} = 21638.76 / EI$$

$$F_{08} = 13434.31 / EI$$

2) Calcul des déplacements des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \Psi_n \cdot h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum k_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

- La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn} + 2 \sum K_{pn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

T_n : effort tranchant au niveau « n ».

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du n^{eme} niveau avec a : $K_t = \frac{I_t}{L}$

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n^{eme} niveau avec a : $K_p = \frac{I_p}{L}$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont Résumées dans les tableaux qui suivent :

3) Inertie fictive des portiques :

a) Sens longitudinal :

Tableau IV.4 : Inerties fictives des portiques (sens longitudinal)

ETAGE	h	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	E	Δ_i	$\sum \Delta_i$	$f_i * EI$	I_{ei}
10	3.06	0.0040	0.0053	3.06	0.00	31.88	64.05	195.99	16958.40	21638.76	1.276
09	3.06	0.0040	0.0053	6.12	3.06	95.62	160.00	489.60	16762.41	19969.16	1.20
08	3.06	0.0040	0.0053	9.18	6.12	159.38	271.84	831.83	16272.81	18313.68	1.13
07	3.06	0.0052	0.0098	12.24	9.18	171.63	269.60	824.97	15440.98	16672.79	0.043
06	3.06	0.0052	0.0098	15.30	12.24	220.67	326.25	998.32	14616.00	15046.23	1.03
05	3.06	0.0052	0.0098	18.36	15.30	264.62	398.80	1220.33	13617.70	13434.31	1.00
04	3.06	0.0052	0.0098	21.42	18.36	318.75	473.83	1449.92	12397.39	11834.73	0.95
03	3.06	0.0053	0.0167	24.48	21.42	360.85	461.95	1413.57	10947.47	10250.51	0.94
02	3.06	0.0053	0.0167	27.54	24.48	408.96	522.33	1598.33	9533.90	8683.47	0.91
01	3.06	0.0053	0.0167	30.60	27.54	457.08	585.71	1792.30	7935.57	7126.65	0.89
RDC	4.14	0.0054	0.0198	34.74	30.60	504.20	626.85	2595.16	6143.27	6330.61	1.03
E.sol	3.24	0.0054	0.0253	37.98	34.74	561.11	657.75	2131.11	3548.11	3596.17	1.01
S SOL	2.12	0.0054	0.0386	40.10	37.98	602.50	668.40	1417.00	1417.00	608.80	0.43

b) Sens transversal :

Tableau IV.5: Inerties fictives des portiques (sens transversal)

ETAGE	h	$\sum K_t$	$\sum K_p$	M_n	M_{n+1}	$E\theta$	$E\Psi$	Δ_i	$\sum \Delta_i$	$f_i \times EI$	I_{ei}
10	3.06	0.0080	0.0053	3.06	0.00	15.94	56.08	171.60	12374.90	21638.76	1.75
09	3.06	0.0080	0.0053	6.12	3.06	47.812	128.10	391.99	12203.30	19969.16	1.64
08	3.06	0.0080	0.0053	9.18	6.12	79.687	208.10	636.79	11811.31	18313.68	1.55
07	3.06	0.0083	0.0098	12.24	9.18	107.53	197.70	604.96	11174.52	16672.72	1.49
06	3.06	0.0083	0.0098	15.30	12.24	138.25	253.00	774.18	10569.56	15046.23	1.42
05	3.06	0.0083	0.0098	18.36	15.30	168.97	309.73	947.77	9795.38	13434.31	1.37
04	3.06	0.0085	0.0098	21.42	18.36	195.00	364.13	1114.24	8847.61	11834.73	1.34
03	3.06	0.0085	0.0167	24.48	21.42	225.00	332.16	1016.41	7733.37	10250.51	1.32
02	3.06	0.0085	0.0167	27.54	24.48	255.00	377.43	1154.93	6716.96	8683.47	1.29
01	3.06	0.0085	0.0167	30.60	27.54	285.00	422.69	1293.43	5562.03	7126.65	1.28
RDC	4.14	0.0087	0.0198	34.74	30.60	312.93	445.18	1843.05	4268.60	6330.61	1.48
E.sol	3.24	0.0087	0.0253	37.98	34.74	348.27	455.70	1476.47	2425.55	3596.17	1.48
S SOL	2.12	0.0087	0.0386	40.10	37.98	373.94	447.68	949.08	949.08	608.8	0.64

4) Inerties moyennes des portiques :

a) Sens Longitudinal : (Tableau IV.6)

niv	S sol	E.sol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
I_{ex} (m^4)	0.43	1.01	1.03	0.89	0.91	0.94	0.95	1.00	1.03	0.04	1.13	1.2	1.27
I_{moy} (m^4)	0.91												

b) Sens Transversal: (Tableau IV.7)

niv	S sol	Esol	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
I_{ex} (m^4)	0.64	1.48	1.48	1.28	1.29	1.32	1.34	1.37	1.42	1.49	1.55	1.65	1.75
I_{moy} (m^4)	1.39												

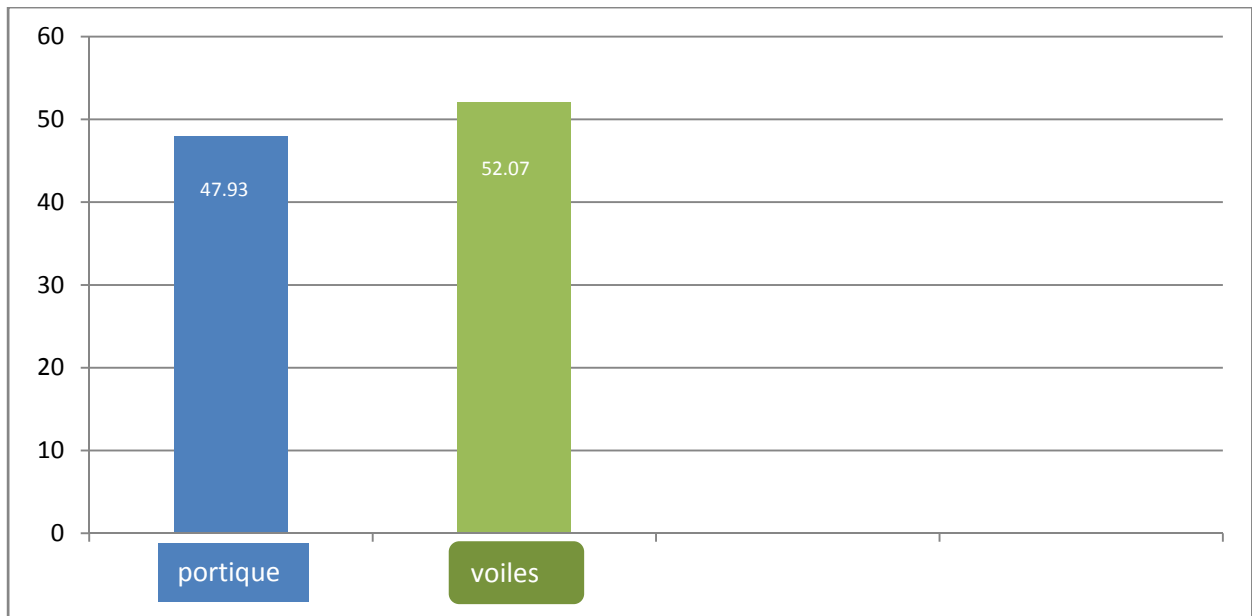
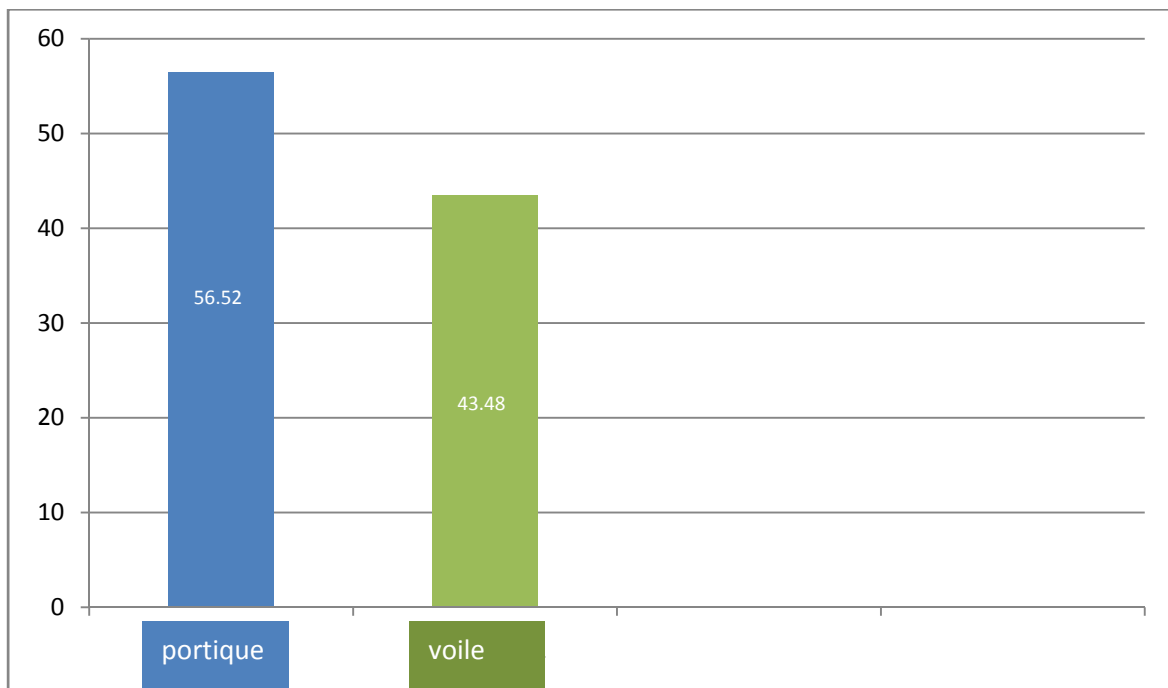
5) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

a) Sens Longitudinal : (Tableau IV.8)

	I_{MOY} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	0.91	56.52 %
Voiles	0.70	43.48 %
Somme	1.61	100 %

b) Sens transversal : (Tableau IV.9)

	I_{MOY} par niveau (m^4)	% de participation
Portiques	1.39	47.93 %
Voiles	1.51	52.07 %
Somme	2.9	100 %

6) Représentation graphique des pourcentages d'inertie :**a) Sens transversal:****b) Sens longitudinal :**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique (4a)** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

Rappel :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Chapitre V

Présentation de l'ETABS

V. Présentation de l'ETABS

V-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.

V-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.

V-3 : Description du logiciel □□□□□

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*).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille Joints : nœuds

Frame : portique (cadre) Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage Column : poteau

Beam : poutre

V-4 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône du ETABS (fig. 1)



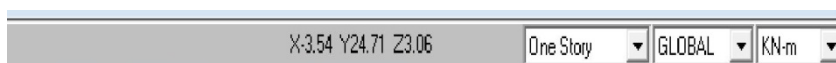
Etabs.Ink

V-5 : Etapes de modélisation :**V-5.1 : 1^{er} étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

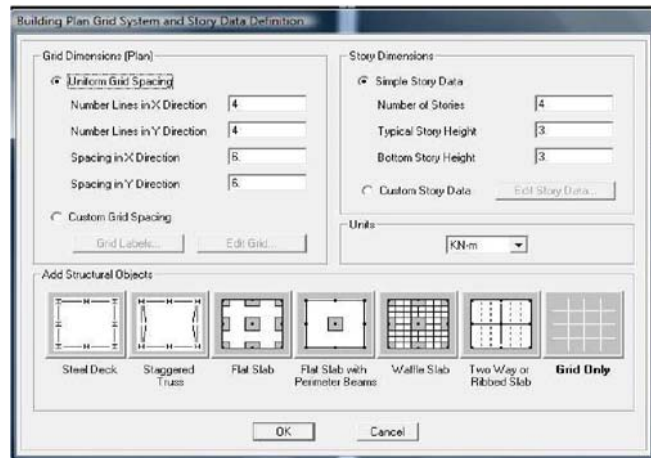


b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

**c) Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage. -On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : 0, 4.65, 8.95 ,13.25 ,17.55 ,22,6

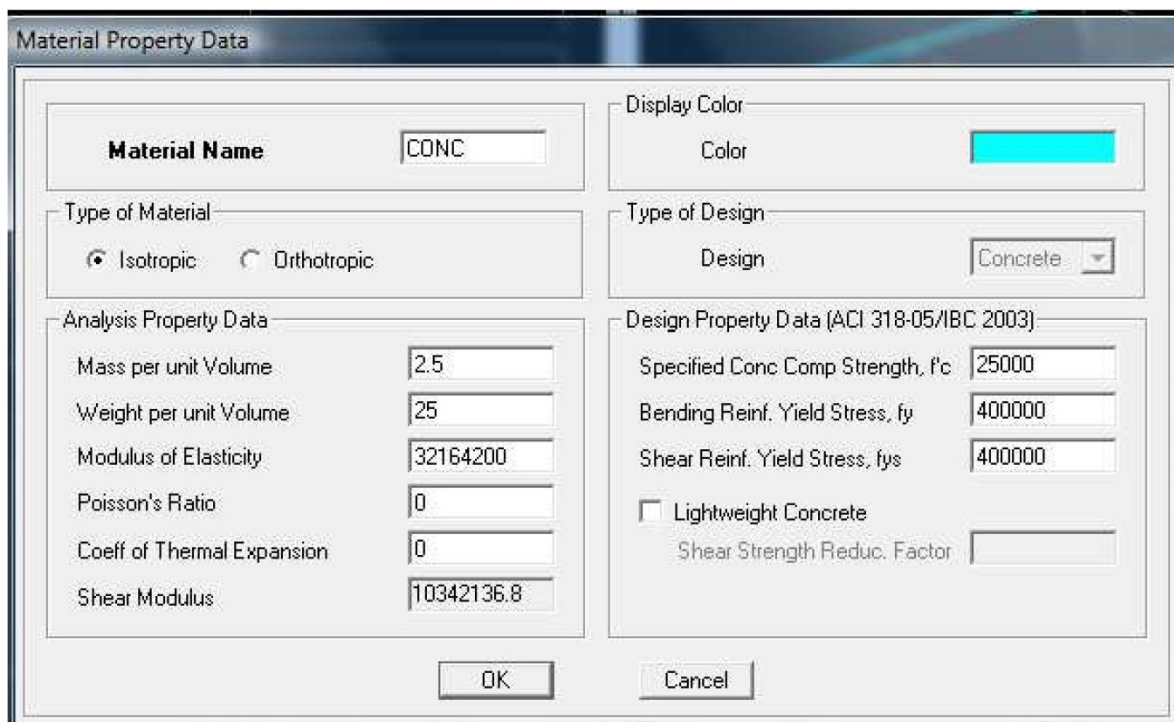
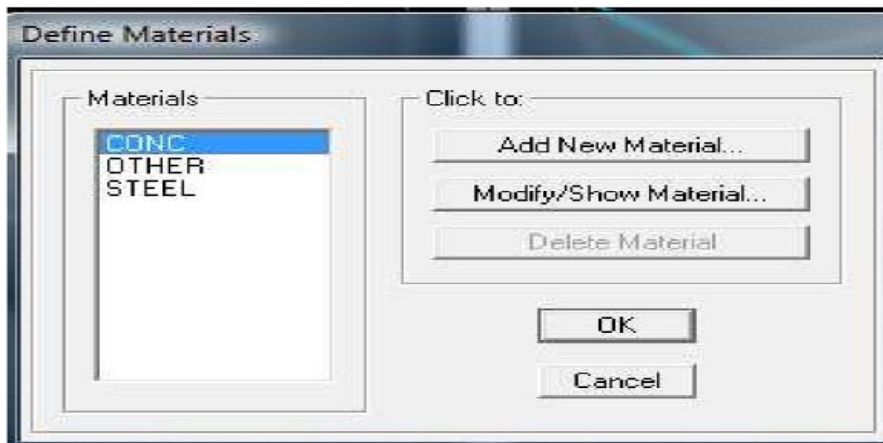
Suivant y :1.50 ,3.5 ,6.4 ,10.20 ,11.45.

Suivant z : 0, 2.12, 5.36 ,9.50, 12.56, 15.62, 18.68, 21.74 ,24.8 ,27.86 ,30.92 ,33.98 ,37.04, 40.10

V-5.2) 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 sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

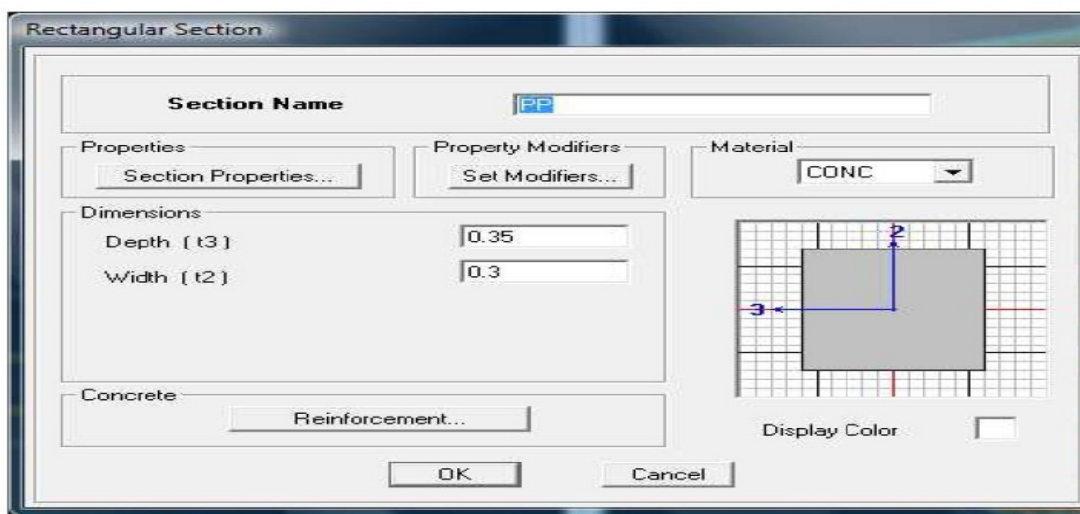
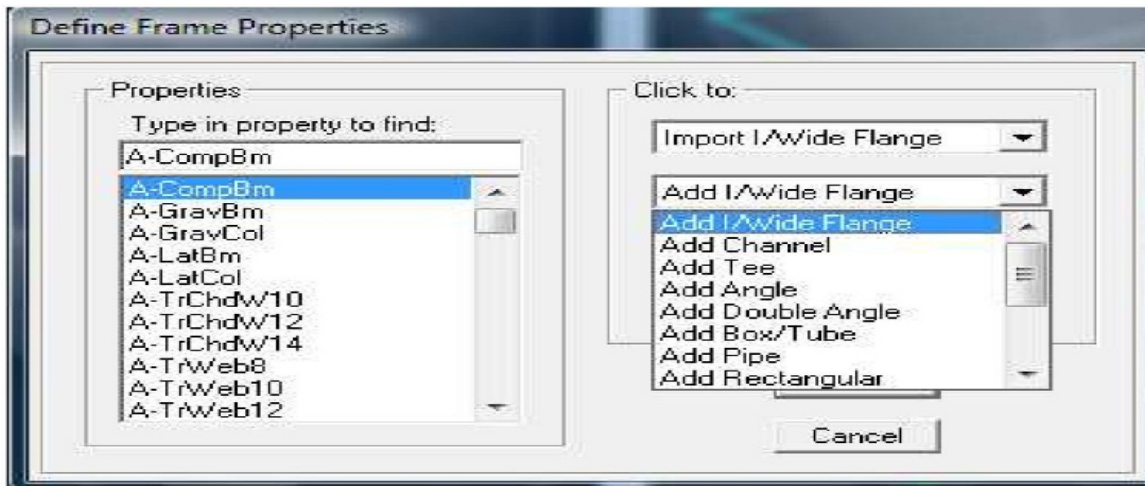


V-5.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection 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).



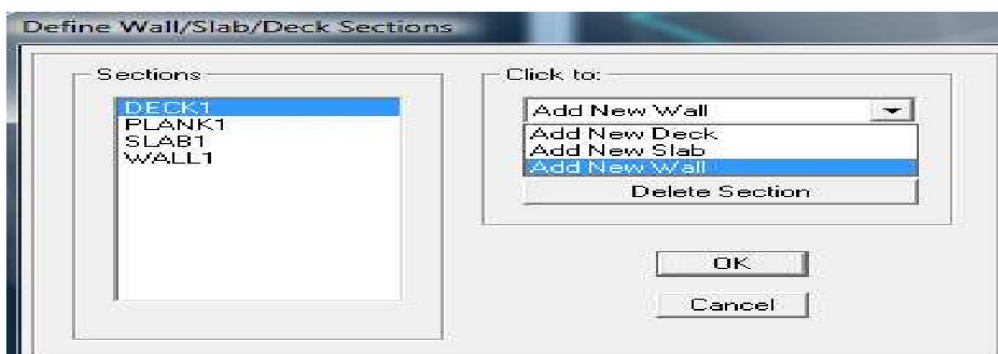
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

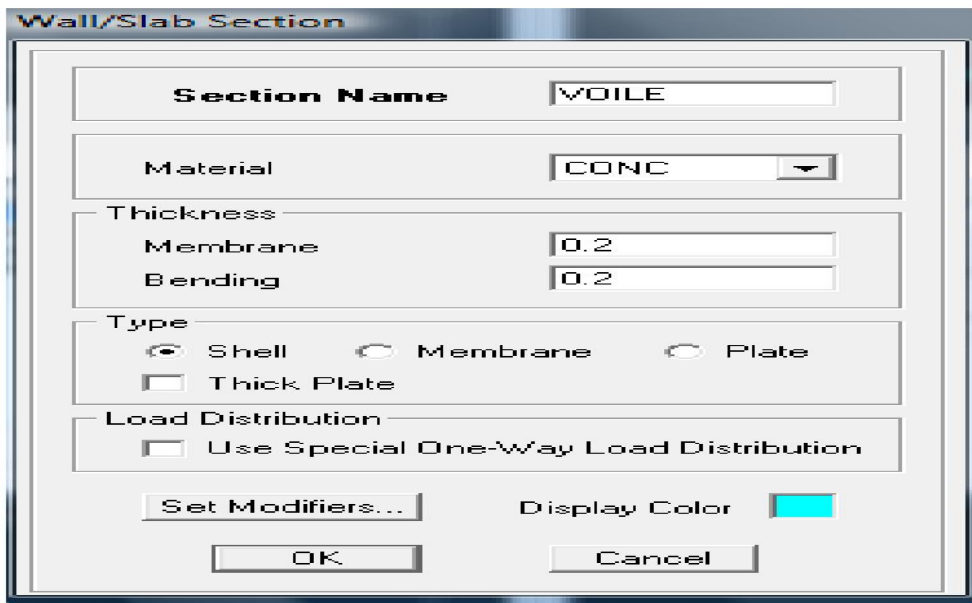
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini 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.





V-5.3) Quatrième étape :

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 a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation

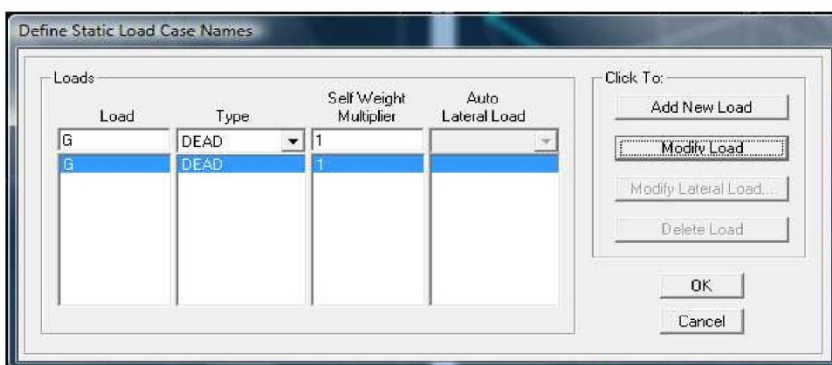
Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases.**

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

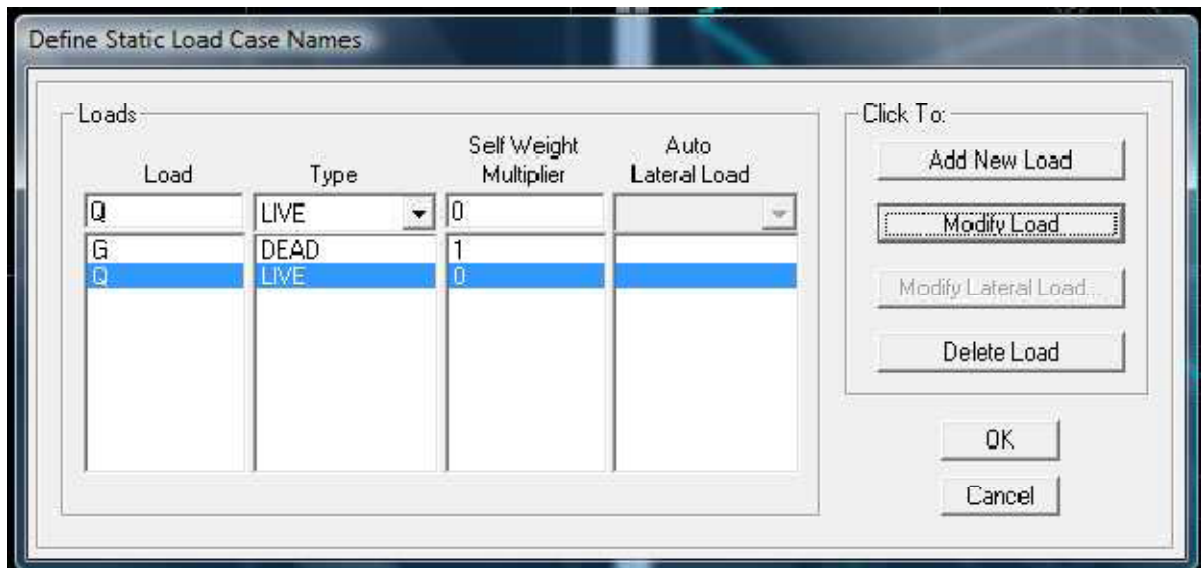


❖ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



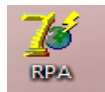
2) Charge dynamique (E):

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'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

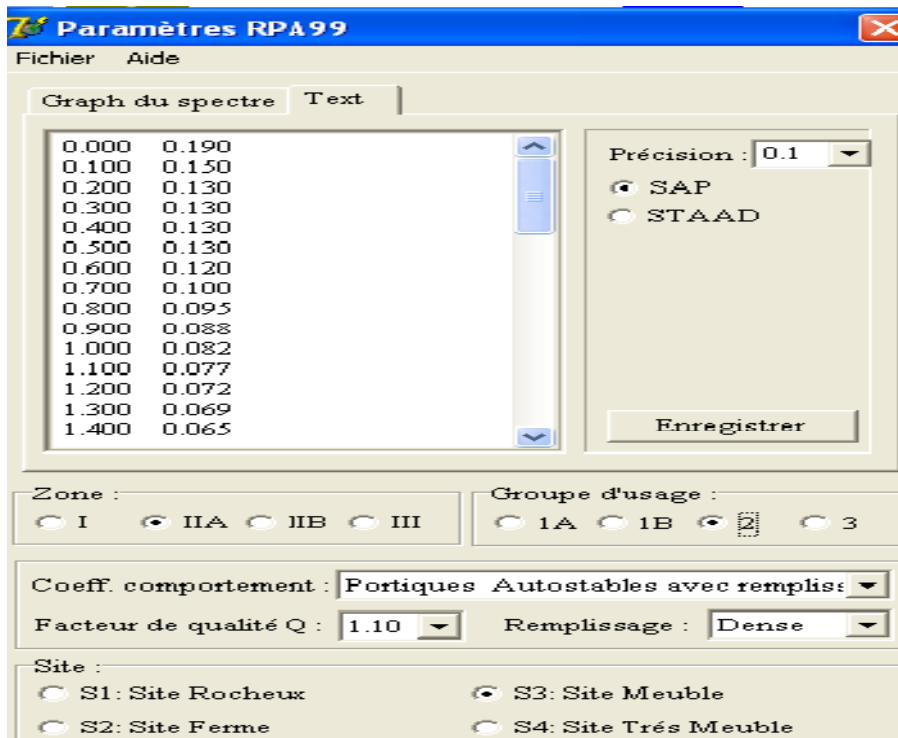
- Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone** : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement** : **Portiques auto stable avec remplissage**
- **Remplissage** : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)
- **Site** : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)
- **Facteur de qualité (Q)**:
Q=1.15

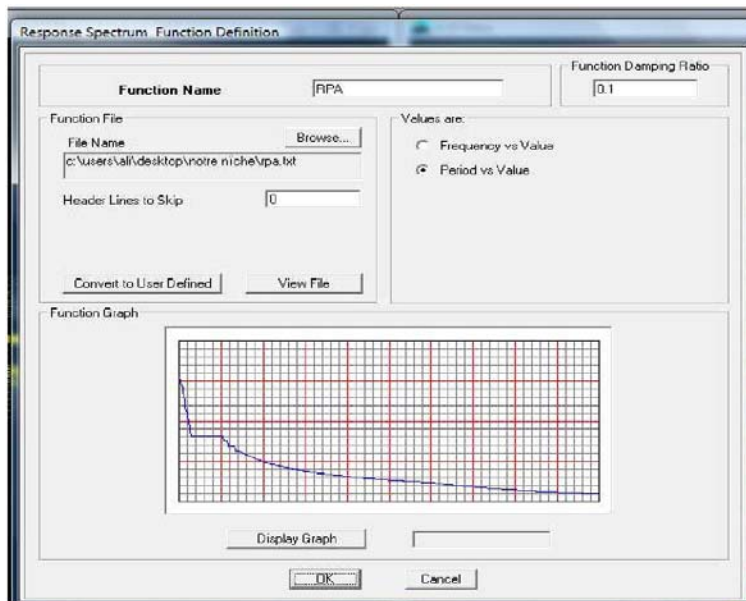


-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone :

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 direction principales (U1 et U2) .

V-5.5) 5^{ème} 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**.

V-5.6) 6^{ème} 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 : $G+Q$

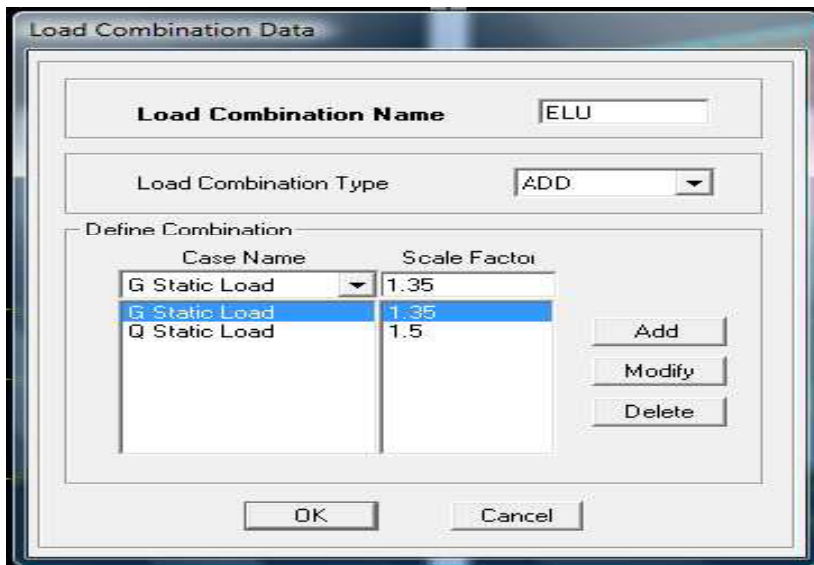
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$

0.8GE : $0.8G\pm E$

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.

V-5.7)7^{ème} 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 noeuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign  → Joint/point → Restraints

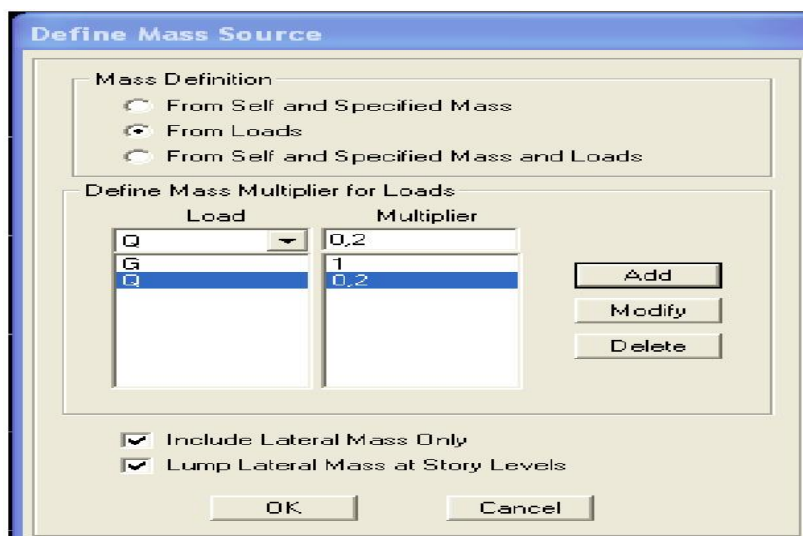


➤ Mass- Source



La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente, et la valeur de β suivant la nature de la structure.

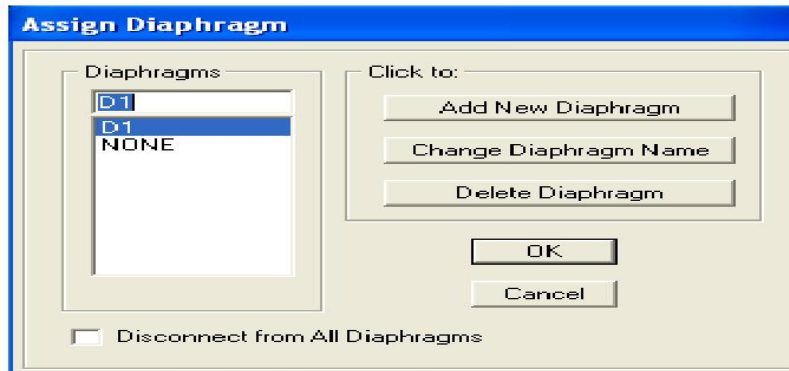


➤ Diaphragme :

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 → Diaphragme → Add New Diaphragme.



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.

V-5.8) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats.

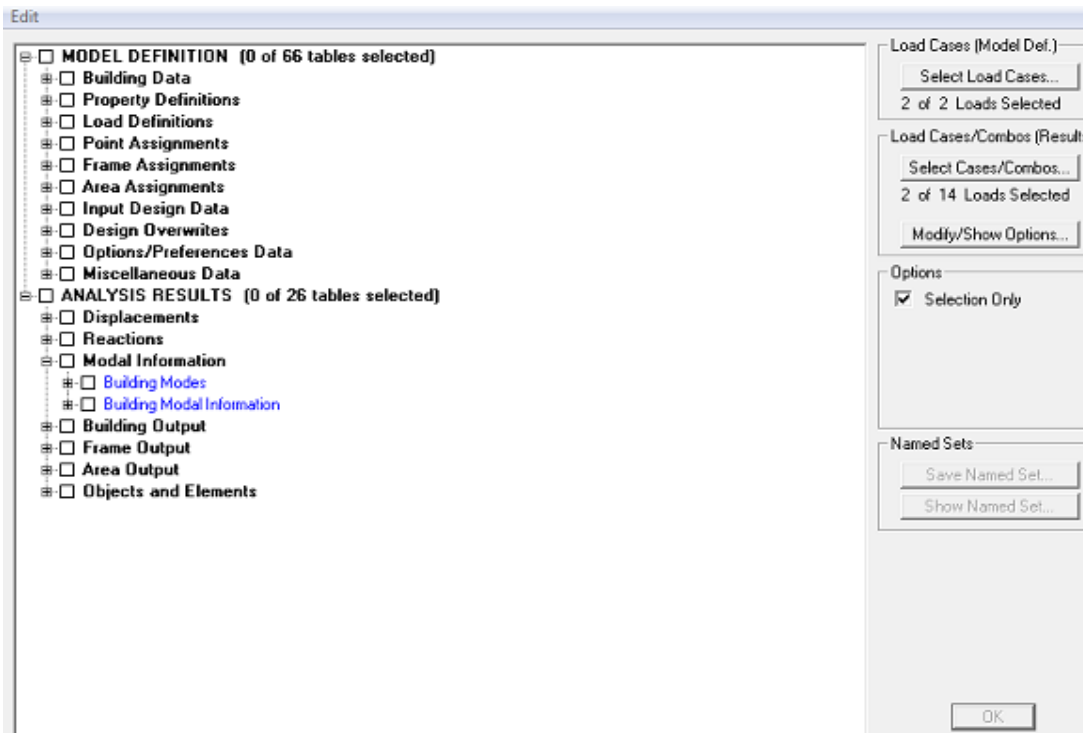
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats :

➤ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « *M***d**□□ ».



Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

• **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

• **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx, et **U_y** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	30.0376	1.86
End Point	0.5752	1.1904

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15.3064	1.5252	0.	181.302

Include Floors Beams Braces Columns Walls Flamps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1708.0137	127.6405	8.495E-06	1708.0137	127.6405	8.495E-06
Moment	2847.756	36548.648	4287.6247	2847.756	36548.648	4287.6247

Close Refresh

Remarque :

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Chapitre VI

Vérification selon RPA

VI. Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003

VI.1-Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires, ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant les roches de l'écorce terrestre et en fonction de leurs intensités, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel pendant la conception des constructions. L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations dues au séisme, c'est pourquoi la structure doit être conçue et construite conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à offrir un degré de protection acceptable, ainsi que de vérifier la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

VI.2- Choix de la méthode

Pour le calcul et la justification des bâtiments courants, le règlement parasismique Algérien (RPA) nous propose deux méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Vu que la méthode spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci.

- **Régularité de la structure**
 - a) **Régularité géométrique en plan**

$$\frac{\sum L_i}{L} \leq 0.25 \quad \text{Vérifiée (pas de décrochements)}$$

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 4 \quad \Longleftrightarrow \quad \frac{22.65}{11.80} = 1.92 < 4$$

$$\frac{S_{ouverture}}{S_{total}} \leq 0.15 \quad ; \quad \frac{16.34}{248.35} = 0.066 \leq 0.15$$

\Longleftrightarrow Régularité géométrique en plan satisfaite

Avec : L_i : Longueur des décrochements.
 L : Longueur du bâtiment.

- b) **Régularité structurale en plan**

$$|X_{CR} - X_{CM}| \leq 0.15 L$$

$$|Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 0.15 l$$

Niveau	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	$X_{CM} - X_{CR}$	$Y_{CM} - Y_{CR}$
1	11.096	5.998	11.122	5.925	0.026	-0.073
2	11.112	5.949	11.054	8.803	-0.058	2.854
3	11.118	5.75	11.03	8.74	-0.088	2.99
4	11.116	6.236	11.054	7.97	-0.062	1.734
5	11.115	5.92	11.078	7.572	-0.037	1.652
6	11.115	5.926	11.096	7.362	-0.019	1.436
7	11.115	5.932	11.112	7.235	-0.003	1.303
8	11.115	5.936	11.124	7.152	0.009	1.216

9	11.109	5.933	11.135	7.096	0.026	1.163
10	11.109	5.938	11.144	7.056	0.035	1.118
11	11.115	5.942	11.153	7.027	0.038	1.085
12	11.115	5.942	11.16	7.003	0.045	1.061
13	11.108	5.934	11.166	6.98	0.058	1.046

$$\left. \begin{array}{l} |X_{CR} - X_{CM}| \leq 0.15 L = 0.15 * 22.60 = 3.39 \\ |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 0.15 l = 0.15 * 11.80 = 1.77 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Régularité structurelle en plan satisfaite.}$$

VI.3-Conditions primaires :

a- Résultante des forces sismique à la base

Si $V_{MMS} < 0.8V_{MSE}$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8 \times \frac{V_{MSE}}{V_{MMS}}$

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W$$

V_{MMS} : Effort tranchant à la base donné par la M.M.S.

V_{MSE} : Effort tranchant à la base donné par la M.S.E.

A : coefficient d'accélération de la zone (tab 4-1 RPA99).

D : facteur d'amplification dynamique (figure 4-1).

Q : facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{q=1}^{10} p_q$ avec p_q : coefficient de pénalité (tab 4-4).

R : coefficient de comportement globale de la structure (tab 4-3).

W : poids total de la structure avec $W = \sum_{i=1}^n (G_i + \beta Q_i) G_i$

G_i = poids des charges permanentes.

Q_i = poids des charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération (tab 4-5).

A = 0.15 (zone II et groupe d'usage a).

R = 5 (mixte portique / voile avec interaction).

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{10} p_q$$

$$p_q = 0.05 + 0.1 = 0.15.$$

$$Q = 1.15$$

• Poids total de la structure (donné par le logiciel ETABS) :

Etage	Masse (Kg.10 ³)	Poids (KN)
01	304.490	3044.90
02	624.172	6241.72
03	315.765	3157.65
04	289.901	2899.01
05	291.921	2919.21
06	308.604	3086.04
07	305.093	3050.93
08	302.150	3021.50
09	302.523	3025.23
10	299.481	2994.81
11	296.633	2966.33
12	296.633	2966.33
Poids total de la structure		39373.66

D : facteur d'amplification dynamique.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}}$$

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement, du type de remplissage.

$C_T = 0.05$ (tab-6 page 45 RPA 99 modifié 2003).

h_N : Hauteur total d'un bâtiment

$h_N = 40.10$ m.

$$T = 0.05 \times (40.1)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.80 \text{ S.}}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi = 7\%$ Tab 4-2 page 38 RPA 99

$\eta = 1.83 > 0.7$

$D = 3.35$

W : poids total du bâtiment.

$$W_X = 39373.66 \text{ KN}$$

$$W_Y = 39373.66 \text{ KN}$$

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \cdot 3.35 \cdot 1.15}{5} * 39373.66 = 4550.61 \text{ KN} .$$

	V_{MMS} (KN)	V_{MSE} (KN)	$0.8 V_{MSE}$ (KN)	observation
Séisme sens x-x	5700.15	4550.61	3640.48	Condition satisfaite
Séisme sens y-y	6027.13	4550.61	3640.48	Condition satisfaite

C. Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \delta ek$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

δek : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$\Delta k \leq \overline{\Delta k} = 1\% h$ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ Sens x-x:

Story	δk (m)	Δk (m)	1% h (m)	Condition
STORY13	0.0182	0.0014	0,0306	Vérifiée
STORY12	0.0168	0.0014	0,0306	Vérifiée
STORY11	0.0154	0.0015	0,0306	Vérifiée
STORY10	0.0139	0.0017	0,0306	Vérifiée
STORY9	0.0122	0.0019	0,0306	Vérifiée
STORY8	0.0103	0.0018	0,0306	Vérifiée
STORY7	0.0085	0.002	0,0306	Vérifiée
STORY6	0.0065	0.0018	0,0306	Vérifiée
STORY5	0.0047	0.0018	0,0306	Vérifiée
STORY4	0.0029	0.0015	0,0306	Vérifiée
STORY3	0.0014	0.0012	0,0414	Vérifiée
STORY2	0.0002	0.0001	0,0324	Vérifiée
STORY1	0.0001	0.0001	0,0212	Vérifiée

Tableau de Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal

➤ Sens y-y:

Story	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h (m)	Condition
STORY13	0.0170	0.0015	0,0306	Vérifiée
STORY12	0.0155	0.0015	0,0306	Vérifiée
STORY11	0.0140	0.0017	0,0306	Vérifiée
STORY10	0.0123	0.0016	0,0306	Vérifiée
STORY9	0.0107	0.0018	0,0306	Vérifiée
STORY8	0.0089	0.0017	0,0306	Vérifiée
STORY7	0.0072	0.0017	0,0306	Vérifiée
STORY6	0.0055	0.0016	0,0306	Vérifiée
STORY5	0.0039	0.0015	0,0306	Vérifiée
STORY4	0.0024	0.0012	0,0306	Vérifiée
STORY3	0.0012	0.0009	0,0414	Vérifiée
STORY2	0.0003	0.0002	0,0324	Vérifiée
STORY1	0.0001	0.0001	0,0212	Vérifiée

Tableau de : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

c- Déplacement maximal :

on doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = (Ht/500) = 40.10 / 500 = 0.08$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

➤ Sens longitudinale :

$$\delta_{\max} = 0.017 \leq f = (Ht/500) = 40.10/500 = 0.08 \implies \text{condition vérifier}$$

➤ Sens transversal :

$$\delta_{\max} = 0.018 \leq f = (Ht/500) = 40.10/500 = 0.08 \implies \text{condition vérifier}$$

d- Vérifications de l'effet P-Delta

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k}$$

$\theta_k \leq 0.1 \implies$ effet P-Delta peut être négligé.

$0.1 < \theta_k < 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_k)$

$\theta_k > 0.2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au dessus du niveau «K».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau «K-1».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «K».

h_k : Hauteur de l'étage «K».

Niveau	$P_k(t)$	$h(m)$	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k (m)$	$V_k \times h_k$	θ_x (facteur d'instabilité)	$\Delta k (m)$	$V_k \times h_k$	θ_y (facteur d'instabilité)
13	3329.62	3.06	0.0014	817.110	0.0057	0.0015	930.454	0.0053
12	6641.65	3.06	0.0014	1415.556	0.0065	0.0015	1590.741	0.0063
11	9953.68	3.06	0.0015	1913.420	0.0078	0.0017	2019.999	0.0084
10	13321.23	3.06	0.0017	2345.765	0.0096	0.0016	2558.741	0.0083
9	16692.93	3.06	0.0019	2708.130	0.0117	0.0018	2964.160	0.1013
8	20064.63	3.06	0.0018	3033.867	0.0119	0.0017	3296.874	0.0103
7	23436.33	3.06	0.002	3312.57	0.0141	0.0017	3599.692	0.0110
6	26876.89	3.06	0.0018	3574.508	0.0135	0.0016	3868.207	0.0111
5	30317.44	3.06	0.0018	3790.544	0.0143	0.0015	4079.622	0.0111
4	33709.14	3.06	0.0015	3944.125	0.0128	0.0012	4250.431	0.0095
3	37465.09	4.14	0.0012	5495.104	0.0081	0.0009	5952.492	0.0056
2	41327.92	3.24	0.0001	4335.217	0.00095	0.0002	4735.098	0.0017
1	45050.47	2.12	0.0001	2840.503	0.0015	0.0001	3114.322	0.0014

Tableau : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

e- Vérification de la participation massique :(Art 4.3.4 de RPA 99/ version 2003

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être au moins égale à 90 % de la masse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.
- Dans notre cas on doit considérer au moins 18 modes de vibration

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.019139	63.3297	0.3236	0	63.3297	0.3236	0
2	0.928727	0.3307	63.0994	0	63.6605	63.423	0
3	0.70315	1.0943	0.0084	0	64.7547	63.4314	0
4	0.283773	12.1423	0.0137	0	76.897	63.4451	0
5	0.239939	0.0069	14.389	0	76.904	77.8341	0
6	0.179012	0.0505	0.0009	0	76.9545	77.835	0
7	0.131813	4.6802	0.0012	0	81.6346	77.8361	0
8	0.105838	0.0002	6.2027	0	81.6348	84.0388	0
9	0.078936	0.4893	0.0003	0	82.1241	84.0391	0
10	0.075892	2.2233	0.0001	0	84.3474	84.0392	0
11	0.060435	0	4.2025	0	84.3474	88.2418	0
12	0.050724	2.0208	0.0001	0	86.3682	88.2418	0
13	0.04466	0.0217	0.0003	0	86.3899	88.2421	0
14	0.040458	0	3.7311	0	86.3899	91.9732	0
15	0.036485	2.0773	0	0	88.4672	91.9733	0
16	0.030403	0.0736	0.008	0	88.5408	91.9813	0
17	0.030129	0.0007	3.1889	0	88.5415	95.1702	0
18	0.027988	2.7162	0	0	91.2577	95.1702	0
19	0.023786	0.0093	1.7127	0	91.267	96.8829	0
20	0.023599	1.6627	0.005	0	92.9298	96.888	0

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 18**

f- Calcul du pourcentage de participation des voiles :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

X Y

Start Point -0.7805 0

End Point 17.8441 0

Resultant Force Location and Angle

X Y Z Angle

8.5318 2.1742 0 180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	587.8497	33.2787	0.0172
Moment	0.	0.	0.	666.3425	12571.241	1948.816

Close Refresh

Fig VI.1. Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

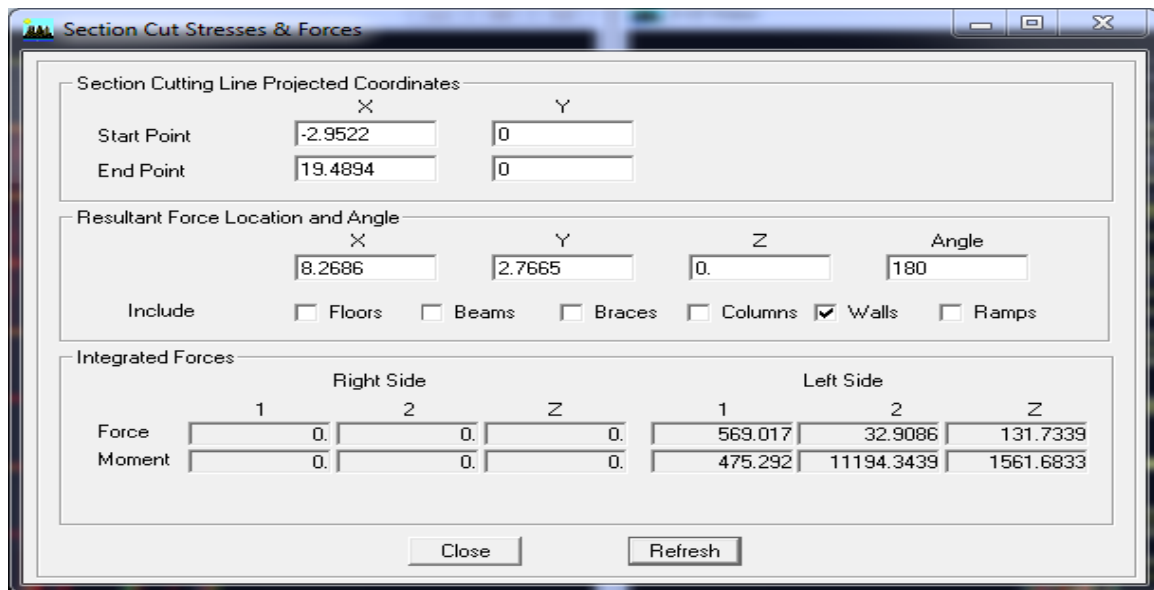


Fig VI.2. Efforts repris par les voiles selon Ex.

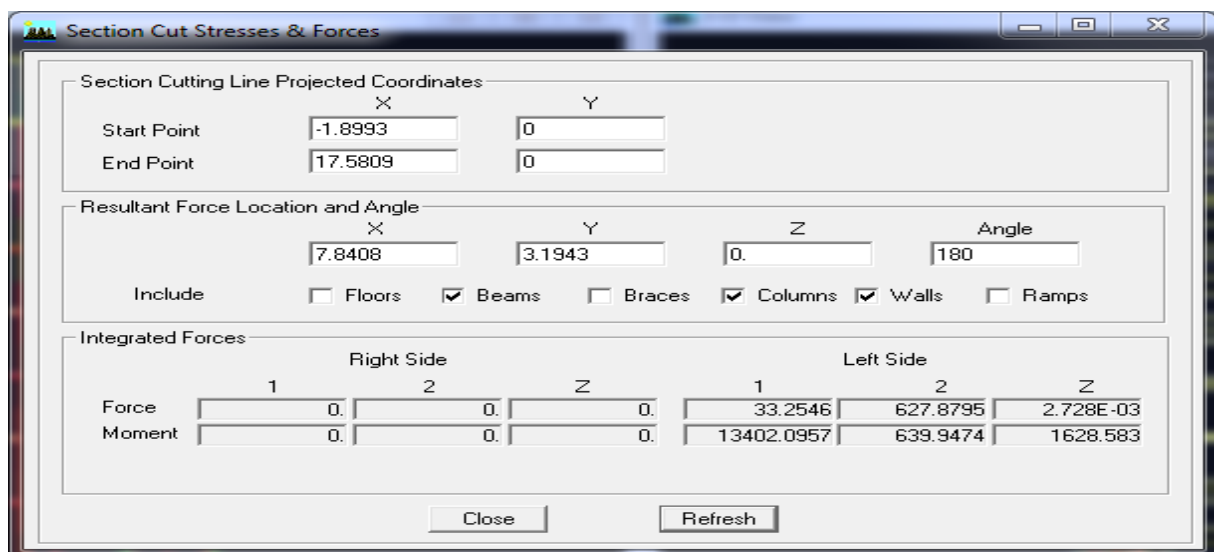


Fig VI.3. Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

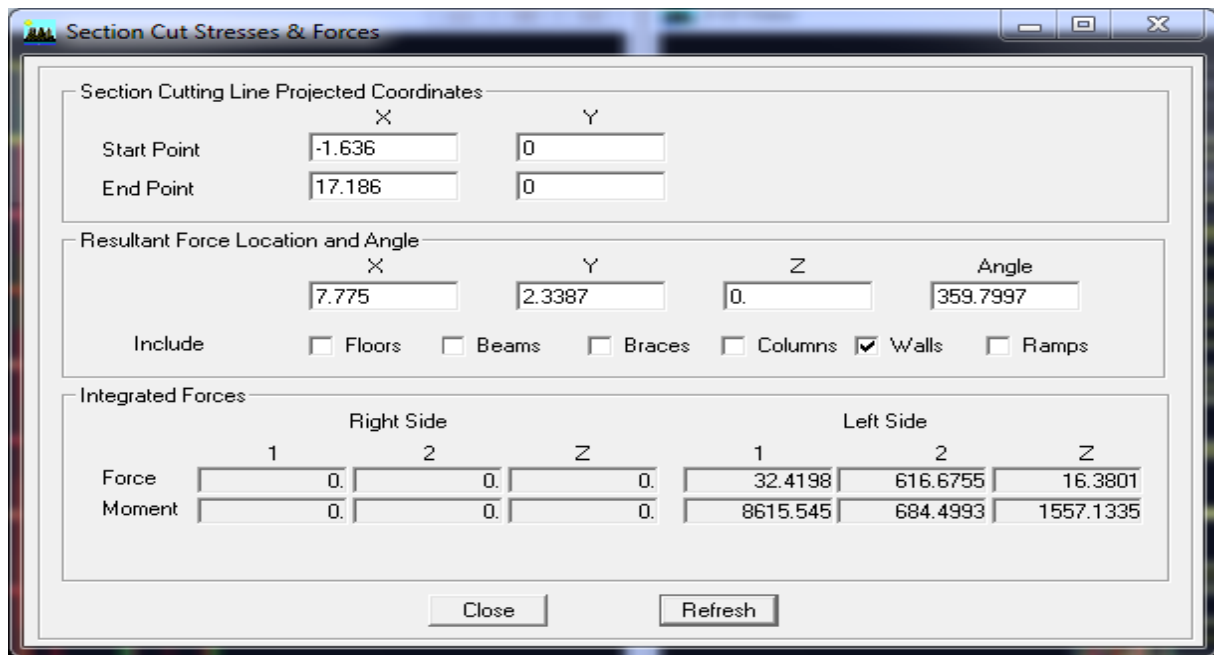


Fig VI.4.Efforts repris par les voiles selon Ey.

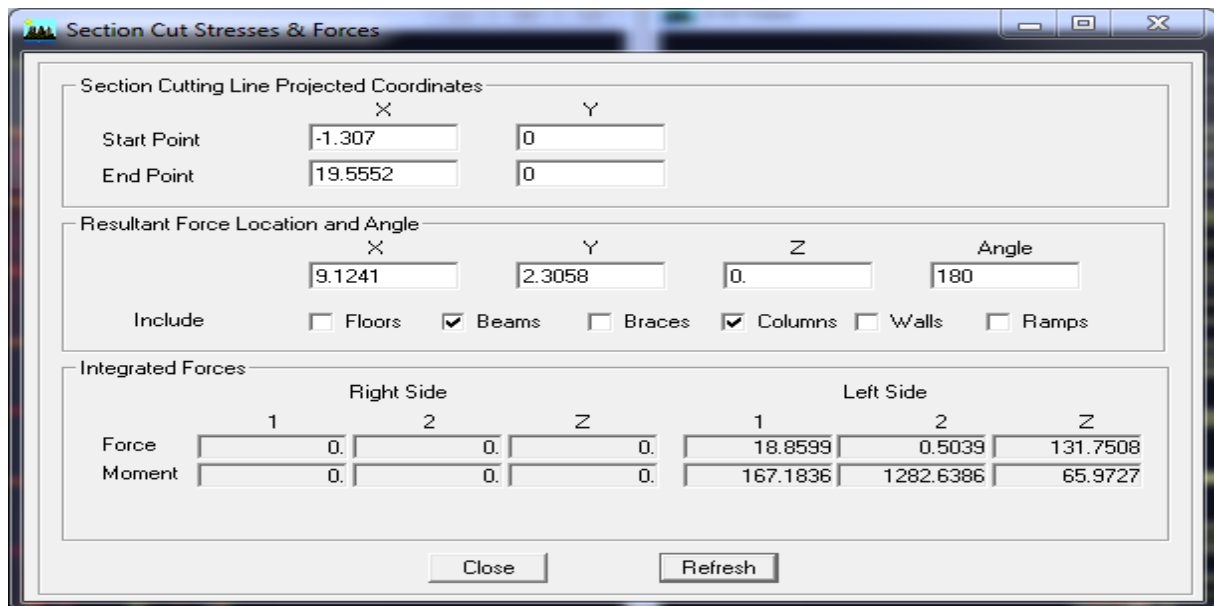


Fig VI.5.Efforts repris par les portiques selon Ex.

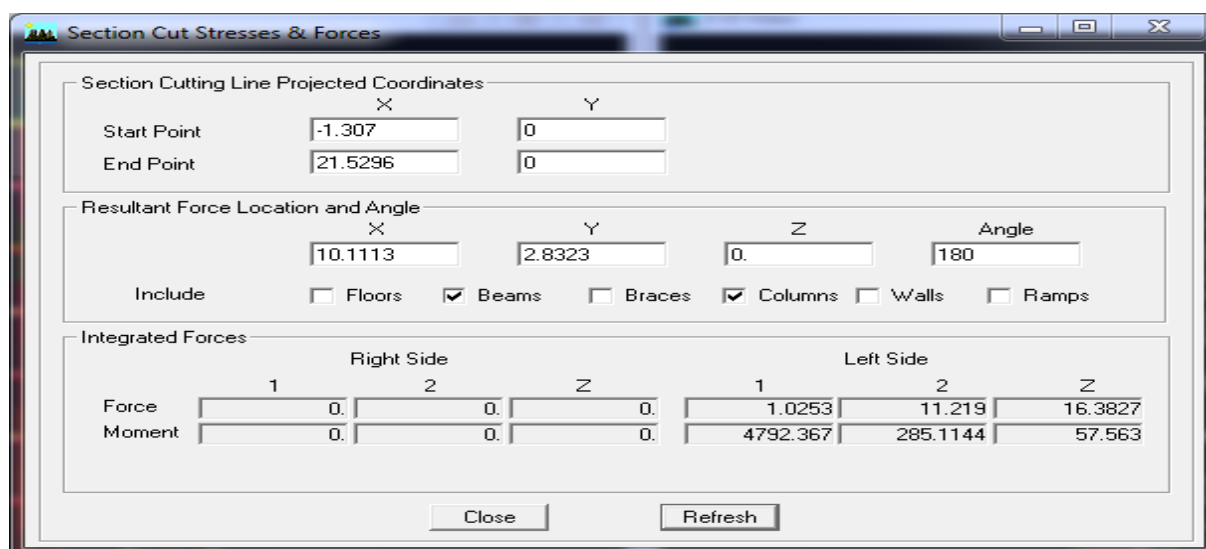


Fig VI.6. Efforts repris par les portiques selon Ey.

- **Suivant xx :**
 - Efforts repris par l'ensemble : 1337.625 KN
 - Efforts repris par les portiques : 203.319 KN
 - Efforts repris par les voiles : 1134.306 KN
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **15.2%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **84.8 %**

- **Suivant yy :**
 - Efforts repris par l'ensemble 109.837 KN
 - Efforts repris par les portiques : 20.43 KN
 - Efforts repris par les voiles : 89.407 KN
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **18.6 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **81.40 %**
- ❖

Conclusion :

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **80%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA99modifié2003**, le système de contreventement est du type **4_b** : système de contreventement assuré par des voiles, donc les portiques ne reprendront que les efforts verticaux.

Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles. Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux.

Chapitre VII

Ferraillage des poutres

VII. Ferrailage des poutres**VII.1. Introduction :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G + Q$ à l'ELS
- $G+Q\pm E$RPA99 révisé 2003
- $0.8G\pm E$RPA99 révisé 2003

VII.2. Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

	Pourcentage maximum		Pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (30 x 35) cm²	42	63	5.25
Poutres secondaires (30 x 35) cm²	42	63	5.25

b) Armatures transversales :

- La quantité minimal des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement}$$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversal.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- à $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

VII.3.Sollicitations de calcul :

• Poutres principales :

Zone	niveau	Effort (kn.m)	ELU	G+Q±E	0.8G± E	ELS
I	Sous sol entre sol RDC	M_-	80.165	105.409	95.411	57.127
		M_+	59.81	90.899	87.918	42.676
		V_2	131.08	172.45	150.19	93.5
II	1 ^{er} ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	M_-	69.212	129.329	119.357	49.94
		M_+	68.54	117.505	111.483	49.373
		V_2	109.71	211.41	190.53	79.10
III	4 ^{eme} ; 5 ^{eme} 6 ^{eme} ; 7 ^{eme} étage	M_-	92.573	124.942	113.636	67.073
		M_+	78.029	112.879	105.612	56.235
		V_2	114.62	205.67	182.44	83.34
IV	8 ^{eme} ; 9 ^{eme} 10 ^{eme} étage	M_-	102.027	109.43	84.251	73.937
		M_+	88.527	73.683	63.282	63.85
		V_2	118.24	146.82	119.71	85.99

• Poutres secondaire :

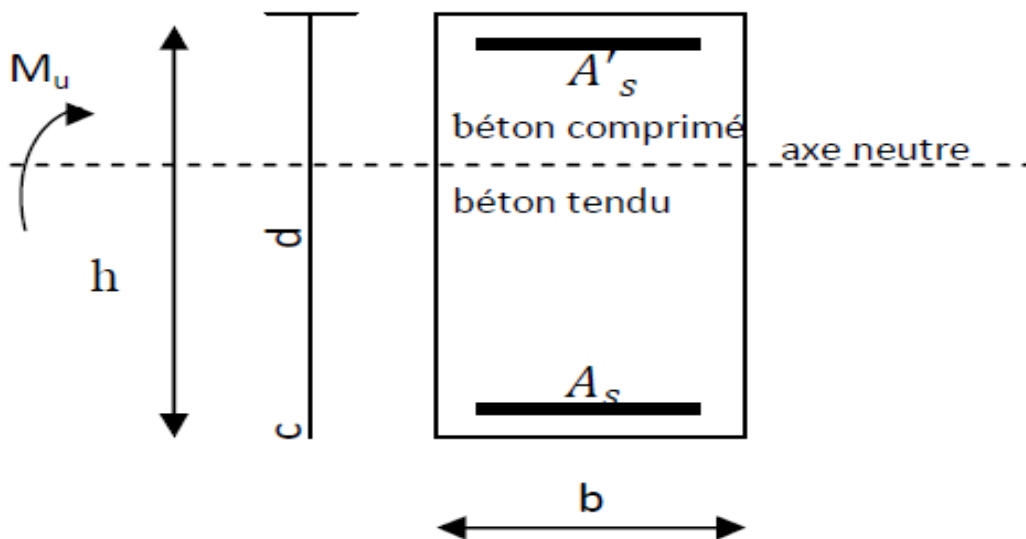
Zone	niveau	Effort (kn.m)	ELU	G+Q±E	0.8G± E	ELS
I	Sous sol entre sol RDC	M_-	34.939	61	70.32	25.28
		M_+	19.072	62.82	62.34	13.843
		V_2	43.8	77.63	80.42	31.66
II	1 ^{er} ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	M_-	51.325	94.35	106.49	37.3
		M_+	30.698	78.14	74.50	22.288
		V_2	59	123	129.7	42.87

III	4 ^{eme} ; 5 ^{eme} 6 ^{eme} ; 7 ^{eme} étage	M_-	65.59	98.58	111.7	47.72
		M_+	39.24	76.78	70.77	28.536
		V_2	71.93	118.92	128.26	52.35
IV	8 ^{eme} ; 9 ^{eme} 10 ^{eme} étage	M_-	69.257	86.23	102.24	50.41
		M_+	41.006	58.66	57.31	29.84
		V_2	74.78	89.44	102.18	54.45

VII .4.Etape de calcul :

1. Calcul des armatures longitudinales :

- Calcul de la section d'armatures :



Avec :

M_u : moment de flexion à l'E.L.U.

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

$A_{s'}$: section d'armatures comprimées.

A_s : section d'armatures tendues.

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée ($A_s' = 0$)

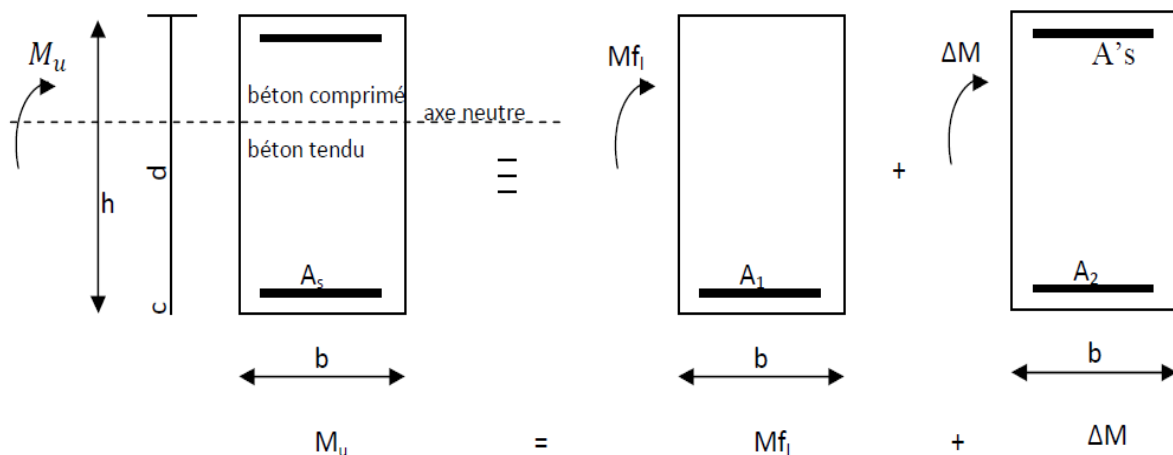
$\mu < \mu_l = 0,392$ pour les aciers FeE400.

La section d'armatures tendue est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

$\mu > \mu_l = 0,392$



On calcule :

$$M_{fi} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{fi} \quad \text{avec : } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

$$A_1 = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma'_{st}}$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad A_s = A_1 + A_2 \quad \text{Avec: } \sigma'_{st} = f_e / \gamma_s$$

$h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 33 \text{ cm}$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Remarque : le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

ZONE I : sous sol ; entre sol et RDC

ZONE II : 1^{er} au 3^{ème} étage

ZONE III : 4^{ème} étage au 7^{ème} étage

ZONE IV : 8^{ème} étage au 10^{ème} étage

Ferrailage des poutres Principale

Zone	Travée	M_{μ} (KN.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
	Appuis							
Zone I	Travée	59.81	0.128	SSA	0.931	5.59	5.25	3HA14+3HA12= 8.01
	appui	105.40	0.227	SSA	0.8695	10.55		3HA14+3HA16=10.65
Zone II	Travée	68.54	0.147	SSA	0.920	6.48	5.25	3HA14+3HA12=8.01
	appui	129.32	0.278	SSA	0.833	13.51		3HA14+3HA20=14.04
Zone III	Travée	78.02	0.168	SSA	0.907	7.49	5.25	3HA14+3HA12=8.01
	appui	124.94	0.269	SSA	0.840	12.95		3HA14+3HA20=14.04
Zone IV	Travée	88.52	0.190	SSA	0.894	8.62	5.25	3HA16+3HA12=9.42
	appui	109.43	0.235	SSA	0.864	11.02		3HA16+3HA16=12.06

Ferrailage des poutres secondaires

Zone	Travée	M_{μ} (kn.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
	Appuis							
Zone I	Travée	19.07	0.041	SSA	0.9795	1.69	5.25	3HA16+3HA12= 9.42
	appui	70.32	0.151	SSA	0.9735	6.28		3HA16+3HA16=12.06
Zone II	Travée	30.69	0.066	SSA	0.909	2.93	5.25	3HA16+3HA12= 9.42
	appui	106.49	0.229	SSA	0.868	10.68		3HA16+3HA16=12.06
Zone III	Travée	39.24	0.084	SSA	0.956	3.57	5.25	3HA16+3HA12= 9.42
	appui	111.7	0.240	SSA	0.861	11.29		3HA16+3HA16=12.06
Zone IV	Travée	41.00	0.088	SSA	0.954	3.74	5.25	3HA16+3HA12= 9.42
	appui	102.24	0.220	SSA	0.874	10.18		3HA16+3HA16=12.06

VII.5. Vérifications à L'ELU :**1. Condition de non fragilité du béton (article B.6.4 BAEL91)**

$$A > A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0.23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ (poutres principales)} \\ A_{min} = 0.23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ (poutres secondaires)} \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité du béton est vérifiée.

2. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.40 \cdot \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_d} \dots \dots \dots \text{(BAEL91.art A.5.1.32).}$$

-Poutres principales :

$$T_u = 131.08 \text{ KN} < \overline{T_u} = 0.40 \cdot \frac{0.9 \cdot 0.33 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

-Poutres secondaire :

$$T_u = 74.78 \text{ KN} < \overline{T_u} = 0.40 \cdot \frac{0.9 \cdot 0.33 \cdot 0.30 \cdot 25 \cdot 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis :

- Contrainte d'adhérence :

La contrainte d'adhérence des aciers dans le béton est :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \overline{\tau_{su}}$$

$$\overline{\tau_{su}} = s \cdot f_{t28} \quad (s = 1.5 \text{ coefficient de scellement}).$$

$\overline{\tau_{su}}$: La contrainte limite d'adhérence des barres.

$\sum u_i$: $n \cdot \pi \cdot \Phi$ (Périmètre des aciers).

$$\sum u_i = 3 \cdot \pi \cdot 1.6 = 15.079 \text{ cm.}$$

$$\tau_{su} = \frac{131.08 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 330 \cdot 150.79} = 2.93 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{su}} = 3.15 \text{ MPa}$$

4. Ancrage des aciers

a- Condition d'équilibre

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 * \sigma_s^2 * f_{t28}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa} .$$

b-Calcul de la longueur de scellement droit des barres

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \overline{\tau_e}} \quad \text{avec : } \overline{\tau_{se}} = 0.6 * \sigma_s^2 * f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$\text{-Pour } \phi 12 : L_s = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \phi 14 : L_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \phi 16 : L_s = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \phi 20 : L_s = 70.54 \text{ cm}$$

Les règles du (**BAEL 91 Art. A.6.1**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4 L_s pour les aciers H.A.

$$\text{-Pour } \phi 12 : L_a = 16.92 \text{ cm}.$$

$$\text{-Pour } \phi 14 : L_a = 19.75 \text{ cm}.$$

$$\text{-Pour } \phi 16 : L_a = 22.57 \text{ cm}.$$

$$\text{- Pour } \phi 20 : L_a = 28.21 \text{ cm}.$$

5. Vérification de la contrainte tangentielle

Pour justifier les armatures transversales droites on doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{avec :}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_d}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa (Fissuration non préjudiciable)}.$$

- Poutres principales ::

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{131.08 * 10^3}{300 * 330} = 1.32 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa (vérifiée)}.$$

- Poutres secondaire :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{74.78 * 10^3}{300 * 330} = 0.75 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa (vérifiée)}.$$

6. Calcul des armatures transversales :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{19}; \frac{h}{35}; \Phi_t \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \{15.78; 10; 12\}$$

Φ_t : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : $\Phi_t = 8$ mm

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• Calcul des espacements

➤ **zone nodale (appui):** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_t \right\}$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12\Phi_t \right\} \quad \Longrightarrow \quad s_t \leq \min \{8.75; 14.4\}$$

Soit : $s_t = 8$ cm

➤ **Zone courante (travée) :** $S'_t \leq \frac{h}{2}$ donc : $S'_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$ cm

Soit $S'_t = 15$ cm

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 * h$$

h : hauteur de la poutres.

$L' = 2 * 35 = 70$ cm pour les poutres longitudinales et transversales.

7. Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 8 * 30 = 0.72 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t^{min} = 0.003 * S'_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 0.72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.6. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de résistance du béton en compression

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec :} \quad K = 1/K_1$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

σ_s : La contrainte dans l'acier

$$\text{On calcule :} \quad \rho_1 = \frac{100 * A_s}{b_0 * d} ; \quad \sigma_{bc} = K * \sigma_s ; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS :

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs
I	57.12	10.65	1.08	0.857	19.96	189.65	9.50	15	OK
II	49.94	14.04	1.418	0.842	16.65	128.01	7.68	15	OK
III	67.07	14.04	1.418	0.842	16.65	171.92	10.32	15	OK
IV	73.93	12.06	1.22	0.850	18.33	218.54	11.92	15	OK

Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS :

Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm²)	ρ₁	β₁	K₁	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} MPa	Obs
I	42.67	8.01	0.810	0.952	89.20	169.56	1.90	15	OK
II	49.37	8.01	0.810	0.952	89.20	196.20	2.20	15	OK
III	56.23	8.01	0.810	0.952	89.20	223.45	2.50	15	OK
IV	63.85	9.42	0.951	0.863	21.50	238.00	11.06	15	OK

Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS :

Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm²)	ρ₁	β₁	K₁	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} MPa	Obs
I	25.28	12.06	1.218	0.850	18.33	74.73	4.07	15	OK
II	37.3	12.06	1.218	0.850	18.33	110.26	6.01	15	OK
III	47.72	12.06	1.218	0.850	18.33	141.06	7.69	15	OK
IV	50.41	12.06	1.218	0.850	18.33	149.01	8.12	15	OK

Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS :

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm²)	ρ₁	β₁	K₁	σ_s	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} MPa	Obs
I	13.84	8.01	0.810	0.952	89.20	54.99	0.62	15	OK
II	22.28	8.01	0.810	0.952	89.20	88.54	1.00	15	OK
III	28.53	8.01	0.810	0.952	89.20	113.38	1.27	15	OK
IV	29.84	8.01	0.810	0.952	89.20	118.58	1.33	15	OK

3. Vérification de la flèche :**a) Poutre principale :**

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{35}{465} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{465} = 0.075 < \frac{Mt}{10M_0} = \frac{88.52}{10 \times 103.63} = 0.088 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \quad ; \quad \frac{At}{bd} = \frac{8.01}{30 \times 33} = 0.0081 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qs.L^2}{8} = \frac{38.34 \times 4.65^2}{8} = 103.63 \text{ KN m}$$

et $qs = G + Q = 21.74 + 16.60 = 38.34 \text{ KN/ml}$

Nous devons donc vérifier la flèche.

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \frac{L}{500}$$

Avec :

f : Moment due aux déformations de longue durée.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda + \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s + \left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c\right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s + \left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 \right]$$

: pourcentage des armatures

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\lambda = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \times \rho} \quad \mu = \max \left[1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Vérification de la flèche dans les poutres principales

zone	travée	L (m)	M _S (kn.m)	A _S Cm ²	E _v Mpa	σ _s Mpa	ρ	λ	μ	I ₀ cm ⁴	I _{fV} cm ⁴	f mm	f _{ad} mm	obs									
I	1-2 5-6	4.65	42.67	8.01	10818.87	169.56	0.0081	1.04	0.51	125960.94	90536.48	0.94	9.3	Cv									
	2-3 3-4 4-5	4.3										0.80	8.6	Cv									
	II	1-2 5-6										4.65	49.37	8.01	196.20	0.0081	1.04	0.56	125960.94	87561.32	1.2	9.3	Cv
		2-3 3-4 4-5										4.3									0.96	8.6	Cv
III	1-2 5-6	4.65	56.23	8.01		223.45	0.0081	1.04	0.60	125960.94	85318.37	1.31	9.3	Cv									
	2-3 3-4 4-5	4.3										1.12	8.6	Cv									
V	1-2 5-6	4.65	63.85	9.42		238.00	0.0095	0.88	0.67	141134.83	97665.02	1.30	9.3	Cv									
	2-3 3-4 4-5	4.30										1.11	8.6	Cv									

b) Poutre secondaires :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad ; \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{380} = 0.092 < \frac{Mt}{10M_0} = \frac{41}{10 \times 70.88} = 0.057 \quad \text{CV}$$

$$\frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \quad ; \quad \frac{At}{bd} = \frac{8.01}{30 \times 33} = 0.0081 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{qs.L^2}{8} = \frac{39.27 \times 3.80^2}{8} = 70.88 \text{ KN m} \quad \text{et} \quad qs = G + Q = 22.27 + 17 = 39.27$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Chapitre VIII

Ferraillage des poteaux

VIII . Ferraillage des poteaux :

VIII.1.Introduction :

Les poteaux seront calculés à l'ELU suivant les combinaisons les plus défavorables , dans directions principales ; puis vérifiés à l'ELS en flexion composée . Les aciers et le béton sont justifiés en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} ; M^{cor})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} ; M^{cor})
- Moment maximal et l'effort normal correspondant (M^{\min} ; N^{cor})

VIII.2. Recommandations du RPA :

1. Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003)

- Les armatures longitudinal doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets
- Leurs pourcentages minimal recommandé est de : $0.8\% .b.h$
- Leurs pourcentages maximal recommandé est de : $3\% .b.h$ —→ En zone courante
 $6\% .b.h$ —→ En zone recouvrement.
- Le diamètre minimal des barres est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ En zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales
- L'espace entre deux barres verticales doit être inférieur à 25 cm en Zone IIa ($st \leq 25\text{cm}$)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre- poteau proprement dit les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données par les relations suivantes :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2. h$$

Avec : $b_1 ; h_1$ = Dimension de la section transversale du poteau

h_e = Hauteur du poteau

$b ; d$ = Dimension de la section transversale de la poutre.

- **Pourcentage total minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas (*zone III*), est de 0.8% de la section du béton.

$$A_{\min} = 0.8\% b. h$$

$$\text{Poteaux (45 x 45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 x 40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35 x 35)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30 x 30)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage total maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 0.3% en zone courante et 0.6% en zone de recouvrement

$$\text{Poteaux (45 x 45)} \quad : \quad \begin{cases} A_{\max} = 0.03 \times 45 \times 45 = 60.75 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poteaux (40 x 40)} \quad : \quad \begin{cases} A_{\max} = 0.03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poteaux (35 x 35)} \quad : \quad \begin{cases} A_{\max} = 0.03 \times 35 \times 35 = 36.75 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Poteaux (30 x 30)} \quad : \quad \begin{cases} A_{\max} = 0.03 \times 30 \times 30 = 27 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VIII.3. Procédés de calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

1. Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La Section partiellement comprimée :

- ❖ Le centre de pression se trouve à l'extérieure de segment limité par les armatures (effort de la traction ou de compression)

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad N : \text{effort de compression}$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieure de segment limité par les armatures et l'efforts normal est de compression, est la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - c') - M_1 \leq \left(0.0337 - \frac{0.81 c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \longrightarrow \text{Pour une section rectangulaire .}$$

$$M_1 = N \left(\frac{h}{2} - c + e \right) : \text{Moment par rapport au C.D.G. des armatures inférieures}$$

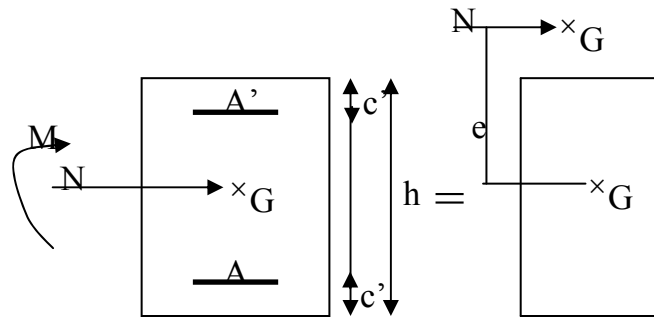
➤ **Détermination des armatures :**

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N \left(\frac{h}{2} - c \right) = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$



▪ Si $\mu_f \leq 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$$A' = 0$$

a) **Armatures fictifs :** $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d^2 \cdot \sigma_s}$

b) **Armatures réelles :** $A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$
 { (-) si N : effort de compression
 (+) si N : effort de traction

$\mu_f > 0.392 \Rightarrow$ S.D.A $\Rightarrow A' \neq 0$

c) **Armatures en flexion simple :**

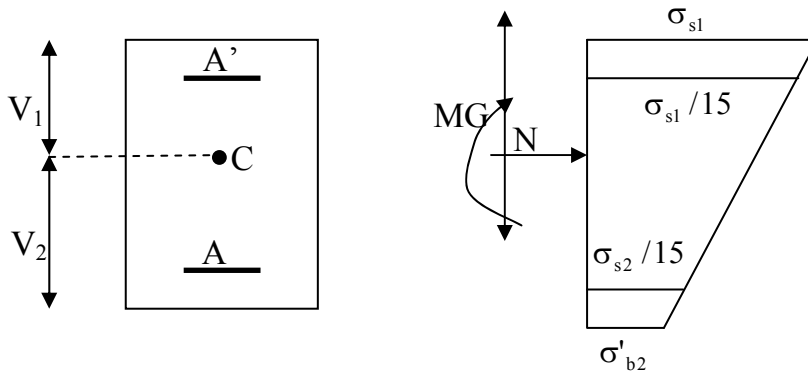
$$A' f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma_{s'}}$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + A' f \frac{\sigma_{s'}}{\sigma_s}$$

d) **Armatures en flexion composée :**

$$A' = A' f \quad ; \quad A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_s}$$

2. Section entièrement comprimé (S.E.C) :



Section entièrement comprimé Si $e = \frac{M}{N} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures
- N : est efforts de compressions

$$N(d - c') - M_1 \geq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad \text{pour une section rectangulaire.}$$

- Détermination des armatures :

1^{er} Cas : $N(d - c') - M_1 \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

A_1 : Armatures comprimées.

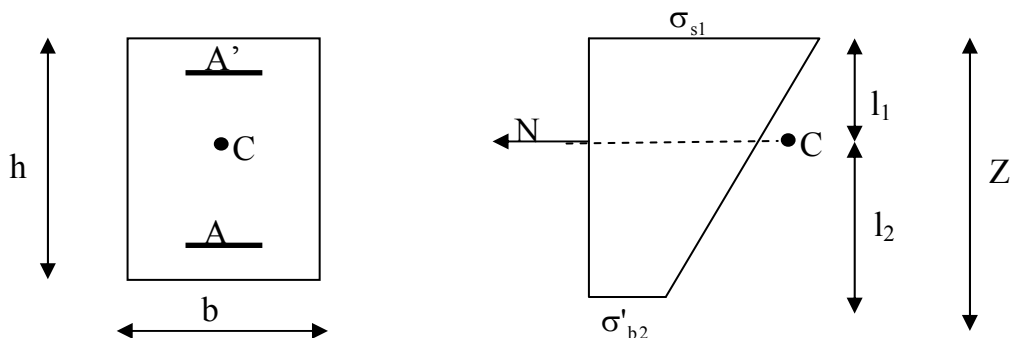
A_2 : Armatures tendues.

2^{eme} Cas : $N \cdot (d - c') - M_1 \leq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$.

$$A_1 = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N \cdot (d - c' - Mf)}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (S.E.T) :



$$A_1 = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot \sigma_s}$$

4. Compression pure (centrée) :

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (\text{Excentricité nulle})$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme .

VIII. 3. Exemple de calcul :

- **Niveaux I . II. RDC (Pot 45 x 45) cm²:**

$$M_{max} = 45.135 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \rightarrow \quad N_{cor} = 534.23 \text{ KN}$$

a) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{45.135}{534.23} = 0.084 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{35}{2} - 3 = 0.145 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow e < \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Le centre de pression tombe dans la zone limitée par les armatures ; on doit donc vérifier la relation suivante :}$$

$$N(d - c') - Mf \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

b) Calcul du moment fictif : $Mf = ?$

$$Mf = M + N \left(\frac{h}{2} - c \right) = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 534.23 \left(0.084 + \frac{0.35}{2} - 0.03 \right) = 122.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{0.03}{0.35} \right) \times 0.35 \times (0.35)^2 \times 14.2 = 162.940 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N(d - c') - Mf = 45.135(0.32 - 0.03) - 122.34 = -109.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$D'où: N(d - c') - Mf < \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

c) Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{122.34 \times 10^3}{35 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.240$$

$$\mu_f = 0.240 < \mu \ell = 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0.861$$

d) Armatures fictives :

$$Af = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{122.34 \times 10^3}{0.861 \times 32 \times 348} = 12.76 \text{ cm}^2$$

e) Armatures réelles

$$A = Af - \frac{N}{\sigma_{st}} = 12.76 - \frac{45.135 \times 10}{348} = 11.46 \text{ cm}^2$$

VIII.4. Ferraillage des poteaux :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinale :

ETAGE	SECTION (cm ²)	COMB	N (KN)	M ₃₃ (KN.m)	Obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Choix des barre	A _{ado} (cm ²)
E S S S RDC	45*45	Cour	-1669.1	3.625	SPC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.60
			-386.9	15.083	SPC	0	0			
			-1476.3	-5.984	SPC	0	0			
		Acc	-1307.8	-2.432	SPC	0	0			
			-470.94	31.865	SPC	0	0			
			-534.23	45.135	SPC	0	0			
1 2 3	40*40	Cou	-1410.4	-13.087	SPC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.20
			-337.38	0.766	SPC	0	0			
			-1410.4	13.087	SPC	0	0			
		Acc	-1189.6	-10.882	SPC	0	0			
			-45.58	1.194	SPC	0	0			
			-637.79	71.2	SPC	0	0			
4 5 6 7	35*35	Cou	-881.41	31.869	SPC	0	0	9.8	8HA14	12.32
			-132.55	0.5	SPC	0	0			
			-468.15	41.465	SPC	0	0			
		Acc	-750.85	-9.072	SPC	0	0			
			-50.09	1.061	SPC	0.53	0.72			
			-315.72	5.891	SPC	0	0			
8 9 10	30*30	Cou	-345.94	-19.571	SPC	0	0	7.2	4HA14+4HA12	10.67
			-8.01	0.175	SPC	0	0			
			-116.74	1.12	SPC	0	0			
		Acc	-285.98	15.276	SPC	0	0			
			8.23	0.886	SPC	0	0			
			78.83	42.928	SPC	0	3.48			

❖

❖ Sens transversale:

ETAGE	SECTION (cm ²)	COMB	N (KN)	M ₂₂ (Kn.m)	obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Choix des barre	A _{ado} (cm ²)
E S S S RDC	45*45	Cour	-1669.1	-5.389	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.60
			-386.9	13.692	SEC	0	0			
			-1476.6	31.011	SEC	0	0			
		Acc	-1307.8	6.682	SEC	0	0			
			-470.94	34.051	SEC	0	0			
1 2 3	40*40	Cou	-1410.43	22.805	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.20
			-337.38	0.336	SEC	0	0			
			-1410.43	22.805	SEC	0	0			
		Acc	-1189.6	4.24	SEC	0	0			
			-45.58	1.215	SEC	0	0			
4 5 6 7	35*35	Cou	-881.41	-1.865	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.32
			-132.55	0.165	SEC	0	0			
			-468.15	0.725	SEC	0	0			
		Acc	-750.85	-9.072	SEC	0	0			
			-50.09	1.061	SEC	0	0			
8 9 10	30*30	Cou	-345.94	-5.249	SEC	0	0	7.2	4HA14+4HA12	10.69
			-8.01	0.175	SEC	0	0			
			-116.74	1.12	SEC	0	0			
		Acc	-285.98	-9.176	SEC	0	0			
			8.23	-8.781	SEC	0	0			
			78.83	5.154	SEC	0	3.48			

VIII.4. Calcul des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales dans les poteaux est de :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

4.1. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL 91 Modifiée 99)

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.

Selon le BAEL 91 :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{\max} = \frac{1}{3} \times 20 = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

Donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par des cadres en $\phi 8$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

4.2. Espacement des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL 91 Modifiée 99)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$: Si l'élancement géométrique dans la direction considérée est : $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$: Dans le cas contraire

Remarque :

Le calcul se fera pour le poteau du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

L'élancement λ_g est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement du poteau, $l_f = 0.7.l_0$

l_0 = Hauteur libre du poteau

□ Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

I : Moment d'inertie du poteau.

B : Section brute du poteau.

Pour le RDC poteau (45x45) cm² : $l_0 = 4.14 \text{ m} \rightarrow \lambda_g = 12.74 > 5$
 Donc : $\lambda_g > 5$ d'où $\rho = 2.5$

La section d'armatures transversale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$
 L'effort tranchant max = 65.77 KN

$$S_t = \frac{A_t \cdot h_l \cdot f_e}{\rho_a \cdot V_u} = \frac{201 \times 45 \times 400}{2.5 \times 65.77 \times 10^3} = 22 \text{ cm}$$

4.3. Espacement maximal des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée
 Comme suite en **zone IIa**:

Selon le BAEL 91 : $S_t \leq \min\{15\phi_\ell^{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10\}$
 $S_t \leq \min\{15 \times 1.2 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10\}$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 :

En Zone nodale : $S_t \leq \min\{10\phi_\ell^{\min} ; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1.2 , 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm}$

En Zone courante : $S_t \leq 15\phi_\ell^{\min} = 18 \text{ cm}$

L'écartement des armatures transversales sera :

En Zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$

En Zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

4.4. Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% S_t \cdot b$

Si : $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% S_t \cdot b$

Si : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpolation entre les valeurs limites précédentes .

Avec : $\lambda_g =$ élancement géométrique du poteau

b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Dans notre cas on a :

En zone nodale ($S_t = 8 \text{ cm}$) :

Poteaux (45 x 45) $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 45 = 1.08 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Poteaux (40 x 40) $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0.96 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Poteaux (35 x 35) $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Poteaux (30 x 30) $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

- **En zone courante ($S_t = 10 \text{ cm}$):**

$$\text{Poteaux (45 x 45)} \quad A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Poteaux (40 x 40)} \quad A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Poteaux (35 x 35)} \quad A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Poteaux (30 x 30)} \quad A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

4.5. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \phi_l^{\max} = 100 \text{ cm}$$

VIII.5. Vérification à L'ELS :

5.1. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

5.2. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux sens.

Deux cas peuvent se présenter :

- Si $\frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (S.E.C)

- Si $\frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \geq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

Avec : M_{ser} : Est le moment de flexion à l'ELS

N_{ser} : Est l'effort normal à l'ELS

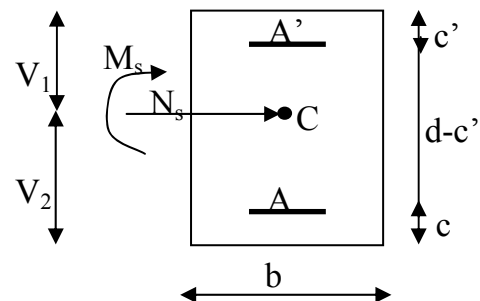
$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section totale homogène}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moments d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$



On doit vérifier que :

a. S.E.C :

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{(V_1 - c')}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N}{B_0} + M_G \cdot \frac{(V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

b. S.P.C :

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } k = \frac{N_{ser}}{S} \quad ; \quad S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15 [A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad c = d - e_a \quad ; \quad e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^2 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c')^2 + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot P^4}{27}$$

$$\blacksquare \text{ Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les 03 solutions :

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; \quad y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \quad \text{et} \quad y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\blacksquare \text{ Si } : \Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad y_c = z - \frac{P}{3.z}$$

C. Compression pure (centrée) :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} \quad \text{avec} : \begin{cases} B = \text{Section brute} \\ A = \text{Section d'armatures} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 15.\sigma_b$$

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Etage	sens	N (kN)	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		σ_{st} MPa	$\bar{\sigma}_{st}$ MPa	nature	obs
				sup	Inf	sup	Inf				
SS ES RDC	xx	1209.72	-3.873	6.23	5.72	93.45	85.8	15	348	SEC	CV
		280.84	9.828	2.03	0.74	30.45	11.1	15	348	SEC	CV
		1073.92	22.146	6.76	3.85	101.4	75.75	15	348	SEC	CV
	yy	1209.72	2.592	6.23	5.8	93.45	87	15	348	SEC	CV
		280.84	11	2.11	0.66	31.65	3	15	348	SEC	CV
		1073.92	-4.417	5.11	5.59	76.65	83.85	15	348	SEC	CV
1 2 3	xx	1026.99	16.222	7.95	4.89	119.25	73.35	15	348	SEC	CV
		246.77	0.245	1.57	1.52	23.55	22.8	15	348	SEC	CV
		1026.99	16.292	7.95	4.89	119.25	73.35	15	348	SEC	CV
	yy	1026.99	-9.408	5.54	7.3	83.1	105	15	348	SEC	CV
		246.77	0.558	1.59	1.49	23.85	22.35	15	348	SEC	CV
		1026.99	-9.408	5.54	7.3	83.1	109.5	15	348	SEC	CV
4 5 6 7	xx	642.26	-1.832	4.99	5.5	74.85	82.5	15	348	SEC	CV
		96.9	0.121	0.81	0.77	12.15	3.85	15	348	SEC	CV
		166.32	16.464	2.26	0.45	3	6.75	15	348	SEC	CV
	yy	642.26	-13.919	3.3	7.19	49.5	107.85	15	348	SEC	CV
		96.9	0.364	0.84	0.74	12.6	11.1	15	348	SEC	CV
		166.32	0.134	1.31	1.41	19.65	21.15	15	348	SEC	CV
8 9 10	xx	252.46	-3.761	1.97	3.64	29.55	54.6	15	348	SEC	CV
		5.84	0.127	0.09	0.04	1.35	0.6	15	348	SEC	CV
		27.07	0.231	0.2	0.3	3	4.5	15	348	SEC	CV
	yy	252.46	-14.254	1.86	3.75	27.9	56.25	15	348	SEC	CV
		5.84	0.396	0.06	0.07	0.9	1.05	15	348	SEC	CV
		27.07	-0.105	0.28	0.32	4.2	4.8	15	348	SEC	CV

Chapitre IX

Ferraillage des voiles

IX-1- Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc 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 aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- *Zone I* : sous sol
- *Zone II* : entre sol
- *Zone III* : RDC ; 1^{er} étage au 10^{ème} étage

IX.2. Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91
$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$
- Selon le RPA version 2003
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

- **Comportement d'un voile :**

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- *Voile élancé* : $\frac{h}{l} > 1.5$
- *Voile court* : $\frac{h}{l} < 1.5$

IX.3. Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton = **L.e**

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

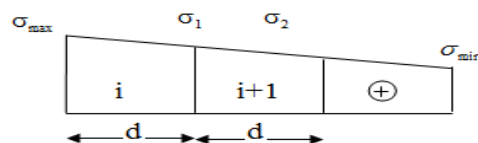
$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad (\text{Art 7.7.4.RPA 99})$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Avec : **L_c** : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

a) Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} * d * e$$

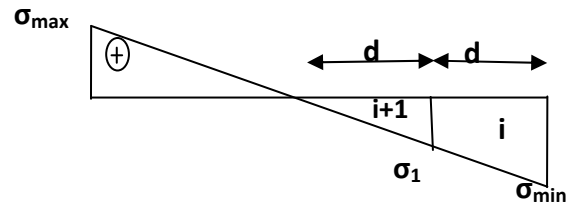
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} * d * e$$

e : épaisseur du voile

b) Section partiellement comprimée :

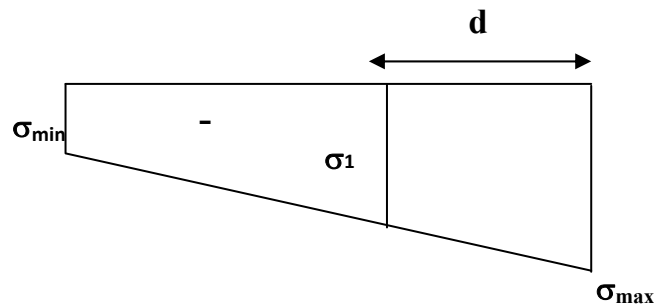
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} * d * e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} * d * e$$



c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} * d * e$$



2. Détermination des armatures :

2.1. Pour une section entièrement comprimée :

a) Armatures verticales :

$$A_V = \frac{N_i + B * f_{c28}}{\sigma_s} \quad B : \text{section du voile} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b) Armatures minimales :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B'} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

Avec : B' : Section du béton comprimé.

2.2. Pour une Section entièrement tendue

a) Armatures verticales :

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier).}$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B'' f_{t28}}{f_e}; 0.005B'' \right\} \quad B'' : \text{section du béton tendue}$$

2.3. Section partiellement comprimée :**a) Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec: } \sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier).}$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B'' f_{t28}}{f_e}; 0.005B'' \right\} \quad B'' : \text{section du béton tendue}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

$$A_H \geq 0.15\%B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0.10\%B \quad \text{En zone courante.}$$

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

4. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

6. Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

Ferrailage minimal :

D'après le BAEL 91 : $A_{min} = B * \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$

D'après le RPA 99 : $A_{min} = 0.2 \% B \text{ (cm}^2\text{)}$

Avec : $B = d . e$: section du béton tendue.

7. Disposition constructives :**a) Espacement constructive :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - S_t \leq 1.5 \times e \\ - S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de

l'épaisseur du voile.

IX.4. Les Vérification :**a) Vérification à L'ELS :**

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 * d}$$

$$V = 1.4 * V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du voile d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ $\tau_b = \frac{V_u}{b * d}$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

IX.5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VT'1 de la zone I :

$$L = 3.8 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm} \quad B = 0.76 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1409.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3860.7 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 1.02 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_t = 2.78 \Rightarrow L_t = L - L_c = 2.78 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d = 1.39 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \left(L_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\min}}{L} = 1930.35 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 806.05 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 268 \text{ KN}$$

1. Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 20.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 6.72 \text{ cm}^2$$

2. Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.5 \% B'', \frac{B'' \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

telle que $B'' = d \times e$

$$A_{\min} = \max (13.90 \text{ cm}^2, 14.60 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 14.60 \text{ cm}^2$$

• Le ferrailage adopté :

$$A_{v1} = 2 \times 8 \text{ HA } 14 = 24.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St \leq \frac{L}{4 \times n} = \frac{380}{4 \times 8} = 11.87 \text{ cm} \quad \text{soit } St = 10 \text{ cm}$$

$$A_{v1} = 2 \times 6 \text{ HA } 14 = 18.46 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St \leq \frac{L}{4 \times n} = \frac{380}{2 \times 6} = 31.67 \text{ cm} \quad \text{soit } St = 30 \text{ cm}$$

3. Armatures horizontales / nappe :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = \frac{24.64 + \frac{18.46}{2}}{4} = 8.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisé 2003 : } A_H \geq 0.15\% \cdot B = 11.40 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

5. Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 \times 22.77 = 31.87 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 0.88 \text{ cm}^2$$

6. Vérification des contraintes de cisaillement :➤ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22.77 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 1390} = 0.091 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.091 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **RPA 99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 22.77 \times 10}{20 \times 0.9 \times 139} = 0.127 \text{ MPa}$$

$$\text{avec : } T = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = 0.127 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification a L'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{1450.98 \times 10^3}{200 \times 3800 + 15 \times 24.64 \times 100} = 1.82 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.82 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.6. Ferrailage des voiles transversaux:

- **Type I :**

$$VT2 = VT4 = VT8 = VT9 = VT10 = VT11 = 2 \text{ m}$$

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Géométrie	L (m)	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m ²)	0.4	0.4	0.4
sollicitations de calcul	σ_{\max} (kn/m ²)	1744	1909.63	5448.47
	σ_{\min} (/m ²)	-5149.38	-6169.54	-6130.06

	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		22.77	40.41	124.15
	L_t (m)		1.49	1.53	1.06
	L_c (m)		0.51	0.47	0.94
	d (m)		0.747	0.764	0.529
	σ_1 (kn/m ²)		257.69	3084.77	3065.03
Ferrailage des voiles	N (KN)	N_1	576.94	706.69	486.82
		N_2	192.313	235.564	162.273
	A_v (cm ²)	A_{v1}	14.42	17.67	12.17
		A_{v2}	4.81	5.89	4.06
	A_{vj} (cm ²)		0.88	1.56	4.78
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	14.64	18.06	13.37
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	4.81	6.28	5.25
	A_{min} (cm ²)		7.84	8.02	5.56
	A_v adopté (cm ²)	Bande 1	20.10	20.10	20.10
		Bande 2	11.30	11.30	11.30
	Choix des barres/nappe	Bande 1	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
		Bande 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	St (cm)	Bande 1	10 cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm
	$A_{Hmin} = 0.0015 * B$ /nappe (cm ²)		6	6	6
	$A_H = \frac{A_{vtotaladopté}}{8}$ /nappe (cm ²)		6.44	6.44	6.44
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	6HA12	6HA12	
A_H adopté (cm ²)		6.78	6.78	6.78	

Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ_u (MPa)	0.063	0.112	0.345
		τ_b (MPa)	0.089	0.157	0.483
		N_s (KN)	1450.98	1320.21	1195.22
		σ (MPa)	3.388	3.082	2.821

- Type II :

VT3 = 1.70 m

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Géométrie	L (m)	1.70	1.70	1.70	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.34	0.34	0.34	
sollicitations de calcul	σ_{max} (kn/m ²)	553.12	1746.93	3159.16	
	σ_{min} (/m ²)	-3020.21	-3681.43	-5498.48	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (KN)	22.77	40.41	124.15	
	L_t (m)	1.44	1.15	1.08	
	L_c (m)	0.26	0.55	0.62	
	d (m)	0.718	0.576	0.540	
	σ_1 (kn/m ²)	1510.49	1840.715	2749.24	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N_1	325.57	318.33	445.24
		N_2	108.522	106.109	148.414
	A_v (cm ²)	A_{v1}	8.14	7.96	11.13
		A_{v2}	2.71	2.65	3.71
	A_{vj} (cm ²)		0.88	1.56	4.78
	A (cm ²)	$A_1=A_{v1}+A_{vj}/4$	8.36	8.35	12.33
		$A_2=A_{v2}+A_{vj}/4$	2.71	3.04	4.91

	Amin (cm²)		7.54	6.05	5.67
	A_v adopté (cm²)	Bande 1	15.38	15.38	15.38
		Bande 2	11.30	11.30	11.30
	Choix des barres/ nappe	Bande 1	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
		Bande 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	St (cm)	Bande 1	8cm	8 cm	8 cm
		Bande 2	16cm	16cm	16cm
	A_{Hmin} = 0.0015 * B /nappe (cm²)		5.10	5.10	5.10
	A_H = $\frac{A_{vtotaladopté}}{8}$ /nappe (cm²)		5.26	5.26	5.26
	Choix des barres/nappe (cm²)		6HA12	6HA12	6HA12
	A_H adopté (cm²)		6.78	6.78	6.78
Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ_u (MPa)	0.074	0.132	0.406
		τ_b (MPa)	0.104	0.185	0.568
		N_s (KN)	1450.98	1320.21	1195.22
		σ (MPa)	3.991	3.63	3.287

- Type III :

VT1 =VT5 = 2.50 m pour la zone III

VT1' =VT5' = 3.80 m pour la zone I et II

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Géométrie	L (m)	3.80	3.80	2.50
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m²)	0.76	0.76	0.5

sollicitations de calcul	σ_{\max} (kn/m ²)		1409.34	1420.82	2850.84
	σ_{\min} (/m ²)		-3860.7	-3881.06	-6136.35
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		22.77	40.41	124.15
	L_t (m)		2.78	2.78	1.71
	L_c (m)		1.02	1.02	0.79
	d (m)		1.392	1.391	0.853
	σ_1 (kn/m ²)		1930.350	1940.53	3068.175
Ferrailage des voiles	N (KN)	N_1	806.05	809.68	785.59
		N_2	268.684	269.895	261.864
	A_v (cm ²)	A_{v1}	20.15	20.24	19.64
		A_{v2}	6.72	6.75	6.55
	A_{vj} (cm ²)		0.88	1.56	4.78
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	20.37	20.63	20.83
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	6.72	7.14	7.74
	A_{min} (cm ²)		14.60	14.60	8.96
	A_v adopté (cm ²)	Bande 1	24.64	24.64	24.64
		Bande 2	18.46	18.46	18.46
	Choix des barres/ nappe	Bande 1	2*8HA14	2*8HA14	2*8HA14
		Bande 2	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14
	St (cm)	Bande 1	10	10	7
		Bande 2	30	30	20
$A_{Hmin} = 0.0015 * B$ /nappe (cm ²)		11.40	11.40	7.50	
$A_H = \frac{A_{vtotal\adopté}}{8}$ /nappe (cm ²)		8.47	8.47	8.47	

	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA14	8HA14	8HA12
	A _H adopté (cm ²)		12.31	12.31	9.05
Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ _u (MPa)	0.033	0.059	0.276
		τ _b (MPa)	0.047	0.083	0.386
		N _S (KN)	1450.98	1320.21	1195.22
		σ (KN/m ²)	1.82	1.664	2.24

- Type IV :

VT6 = VT7 = 1.00 m pour la zone III

VT6' = VT7' = 2.90 m pour la zone I et II

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Géométrie	L (m)	2.9	2.9	1.00
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m ²)	0.58	0.58	0.2
sollicitations de calcul	σ _{max} (kn/m ²)	734.53	747.39	3238.5
	σ _{min} (/m ²)	-3860.37	-3551.24	-6101.84
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (KN)	22.77	40.41	124.15
	L _t (m)	2.44	2.4	0.65
	L _c (m)	0.46	0.5	0.35
	d (m)	1.218	1.198	0.327
	σ ₁ (kn/m ²)	1930.185	1775.62	3050.920

Ferrailage des voiles	N (KN)	N₁	705.41	638.10	298.96
		N₂	235.136	212.7	99.655
	Av (cm²)	Av₁	17.64	15.95	7.47
		Av₂	5.88	5.32	2.49
	Av_j (cm²)		0.88	1.56	4.78
	A (cm²)	A1=Av1+Avj/4	17.85	16.34	8.67
		A2=Av2+Avj/4	5.88	5.71	3.69
	Amin (cm²)		12.79	12.58	3.43
	Av adopté (cm²)	Bande 1	22.62	22.62	9.04
		Bande 2	13.56	13.56	6.28
	Choix des barres/ nappe	Bande 1	2*10HA12	2*10HA12	2*4HA12
		Bande 2	2*6HA12	2*6HA12	2*4HA10
	St (cm)	Bande 1	7 cm	7cm	6cm
		Bande 2	20 cm	20 cm	12 cm
	A_{Hmin} = 0.0015 * B /nappe (cm²)		8.70	8.70	3.00
	A_H = $\frac{Av_{total\ adopté}}{8}$ /nappe (cm²)		7.35	7.35	3.04
	Choix des barres/nappe (cm²)		8HA12	8HA12	6HA12
A_H adopté (cm²)		9.05	9.05	6.78	
Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ_u (MPa)	0.044	0.077	0.69
		τ_b (MPa)	0.061	0.108	0.966
		N_s (KN)	1450.98	1320.21	1195.22
		σ (MPa)	2.385	2.17	5.48

IX.7. Ferrailage des voiles longitudinaux:

- Type I :

VL4= VL5= VL6 =VL7= 1.50 m pour la zone I et II et III

VL2 = 1.50 m pour la zone III

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Géométrie	L (m)	1.50	1.50	1.50	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3	
sollicitations de calcul	σ_{\max} (kn/m ²)	1488.83	2109.1	5175.88	
	σ_{\min} (/m ²)	-6755.16	-6465.96	-6101.84	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	22.77	40.41	124.15	
	L _t (m)	1.23	1.13	0.81	
	L _c (m)	0.27	0.37	0.69	
	d (m)	0.615	0.566	0.406	
	σ_1 (kn/m ²)	3377.58	3232.98	3050.92	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	622.71	548.51	371.41
		N ₂	207.57	182.835	123.803
	Av (cm ²)	Av ₁	15.57	13.71	9.29
		Av ₂	5.19	4.57	3.10
	Av _j (cm ²)		0.88	1.56	4.78
	A (cm ²)	A1=Av1+Avj/4	15.79	14.10	10.48
		A2=Av2+Avj/4	5.19	4.96	4.29

	Amin (cm²)		6.45	5.94	4.26
	A_v adopté (cm²)	Bande 1	18.46	18.46	18.46
		Bande 2	11.30	11.30	11.30
	Choix des barres/ nappe	Bande 1	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14
		Bande 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	St (cm)	Bande 1	6 cm	6 cm	6cm
		Bande 2	15cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin} = 0.0015 * B /nappe (cm²)		4.50	4.50	4.50
	A_H = $\frac{A_{vtotaladopté}}{8}$ /nappe (cm²)		3.02	3.02	3.02
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12	5HA12	5HA12
A_H adopté (cm²)		5.65	5.65	5.65	
Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ_u (MPa)	0.084	0.150	0.46
		τ_b (MPa)	0.118	0.210	0.644
		N_s (KN)	1450.98	1320.21	1195.22
		σ (MPa)	4.42	4.02	3.757

- Type II :

Pour la zone I pas de voile de 1.80 m

VL8= VL9= 1.80 m pour la zone II et III VL1 = VL3=1.80 m pour la zone III

	Zones	Zone II	Zone III
Géométrie	L (m)	1.80	1.80
	e (m)	0.2	0.2
	B (m²)	0.36	0.36
sollicitations de calcul	σ_{max} (kn/m²)	2804.93	3776.29
	σ_{min}(/m²)	-6609.6	8681.39

	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (KN)		40.41	124.15
	L_t (m)		1.26	1.25
	L_c (m)		0.54	0.55
	d (m)		0.632	0.627
	σ_1 (kn/m ²)		3304.8	4340.695
Ferrailage des voiles	N (KN)	N_1	626.45	816.72
		N_2	208.816	272.241
	A_v (cm ²)	A_{v1}	15.66	20.42
		A_{v2}	5.22	6.81
	A_{vj} (cm ²)		1.56	4.78
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	16.05	21.61
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	5.61	8.00
	A_{min} (cm ²)		6.63	6.59
	A_v adopté (cm ²)	Bande 1	24.12	24.12
		Bande 2	11.30	11.30
	Choix des barres/ nappe	Bande 1	2*6HA16	2*6HA16
		Bande 2	2*5HA12	2*5HA12
	St (cm)	Bande 1	7cm	7 cm
		Bande 2	18 cm	18cm
	$A_{Hmin} = 0.0015 * B$ /nappe (cm ²)		5.40	5.40
	$A_H = \frac{A_{vtotal\ adopté}}{8}$ /nappe (cm ²)		7.44	7.44
Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12	8HA12	
A_H adopté (cm ²)		9.05	9.05	

Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ_u (MPa)	0.125	0.383
		τ_b (MPa)	0.175	0.536
		N_s (KN)	1320.21	1195.22
		σ (KN/m ²)	3.40	3.041

- Type III :

Pour la zone III pas de voile de 4.65 m

$VL1' = VL3' = VL6' = VL7' = 4.65$ m pour la zone I

$VL1' = VL3' = 4.65$ m pour la zone II

Zones		Zone I	Zone II	
Géométrie	L (m)	4.65	4.65	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.93	0.93	
sollicitations de calcul	σ_{max} (kn/m ²)	1759.72	1464.13	
	σ_{min} (/m ²)	-5018.44	-5413.54	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V_u (KN)	22.77	40.41	
	L_t (m)	3.44	3.66	
	L_c (m)	1.21	0.99	
	d (m)	1.721	1.830	
	σ_1 (kn/m ²)	2509.220	2706.77	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N_1	1295.81	1486.06
		N_2	431.935	495.352
	A_v (cm ²)	A_{v1}	32.40	37.15
		A_{v2}	10.80	12.38

	Avj (cm²)		0.88	1.56
	A (cm²)	A1=Av1+Avj/4	32.61	37.54
		A2=Av2+Avj/4	10.80	12.77
	Amin (cm²)		18.07	19.22
	Av adopté (cm²)	Bande 1	44.42	44.42
		Bande 2	27.14	27.14
	Choix des barres/ nappe	Bande 1	2*11HA16	2*11HA16
		Bande 2	2*12HA12	2*12HA12
	St (cm)	Bande 1	10 cm	10 cm
		Bande 2	18 cm	18 cm
	A_{Hmin} = 0.0015 * B /nappe (cm²)		12.09	12.09
	A_H = $\frac{A_{vtotaladopté}}{8}$ /nappe (cm²)		14.50	14.50
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA14	10HA14
	A_H adopté (cm²)		15.39	15.39
Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ_u (MPa)	0.027	0.048
		τ_b (MPa)	0.038	0.068
		N_s (KN)	1450.98	1320.21
		σ (MPa)	1.474	1.332

- Type IV :

$VL2' = VL10 = VL11 = VL12 = VL13 = VL14 = 4.30$ m pour la zone I

$VL2' = VL10 = VL11 = 4.30$ m pour la zone II

Zones		Zone I	Zone II	
Géométrie	L (m)	4.30	4.30	
	e (m)	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.93	0.93	
sollicitations de calcul	σ_{\max} (kn/m ²)	1041.81	1128.76	
	σ_{\min} (/m ²)	-3578.08	-3707.03	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (KN)	22.77	40.41	
	L _t (m)	3.33	3.30	
	L _c (m)	0.97	1.00	
	d (m)	1.665	1.648	
	σ_1 (kn/m ²)	1787.04	1853.515	
Ferrailage des voiles	N (KN)	N ₁	892.49	916.46
		N ₂	297.496	305.487
	Av (cm ²)	Av ₁	22.31	22.91
		Av ₂	7.44	7.64
	Av _j (cm ²)		0.88	1.56
	A (cm ²)	A1=Av ₁ +Av _j /4	22.53	23.30
		A2=Av ₂ +Av _j /4	7.44	8.03
	A _{min} (cm ²)		17.48	17.31

	A_v adopté (cm²)	Bande 1	30.78	30.78
		Bande 2	18.10	18.10
	Choix des barres/ nappe	Bande 1	2*10HA14	2*10HA14
		Bande 2	2*8HA12	2*8HA12
	St (cm)	Bande 1	10 cm	10 cm
		Bande 2	20 cm	20 cm
	A_{Hmin} = 0.0015 * B /nappe (cm²)		12.90	12.90
	A_H = $\frac{A_{vtotaladopté}}{8}$ /nappe (cm²)		9.96	9.96
	Choix des barres/nappe (cm²)		9HA14	9HA14
	A_H adopté (cm²)		13.85	13.85
Vérification des contraintes à l'ELS	Contraintes ELS	τ_u (MPa)	0.029	0.052
		τ_b (MPa)	0.041	0.073
		N_s (KN)	1450.98	1320.21
		σ (MPa)	1.616	1.532

Chapitre X
Etude de
l'infrastructure

X. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

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

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

X.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

X.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N = \sum N_i = 9239.89 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{9239.89}{150 * 22.2} = 2.78 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

X.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

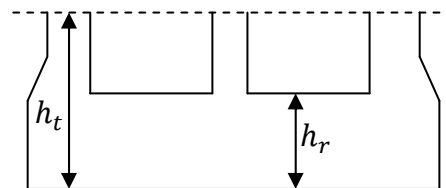
X.3.1. Pré dimensionnement :

a) La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \dots\dots(a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{465}{20} = 23.25 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm.}$$

- $L_{\max} = 4.65 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.



F \square r \square 4: Dimensions du radier.

b) La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.66 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.

c) Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 30766.698 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 205.11 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 22.65 \times 9.15 = 207.247 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 207.24 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

X. 3.2. Les Vérifications nécessaires :

- **Vérification au poinçonnement :**

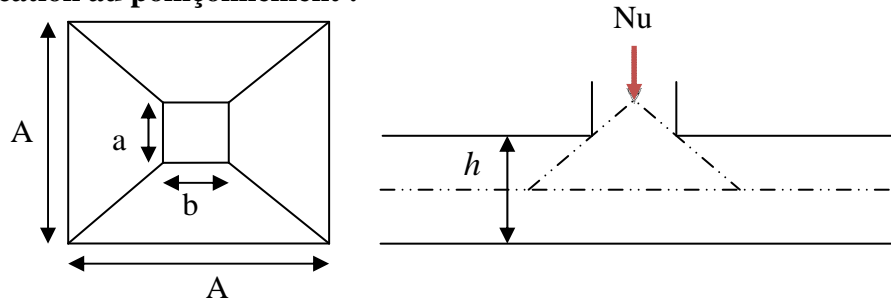


Figure 5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_U : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.45+0.7= 1.15\text{m}$$

On trouve $U_c = 4.6 \text{ m}$

$$N_u = 2484.887 < 0.045 \times 4.6 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3150 \text{ KN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

⇒ Pas risque au poinçonnement.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u * L_{\max}}{2 * S} = \frac{42460.788 * 4.65}{2 * 207.24} = 476.346 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{476.346 * 10^{-3}}{1 * 0.63} = 0.756 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}.$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

• **Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel ETABS , avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 11.425 \text{ m} ; I_{xx} = 1507.0587 \text{ m}^4 \\ Y_G = 4.625 \text{ m} ; I_{yy} = 9196.4264 \text{ m}^4 \\ S = 207.24 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 36722.439 + 25 * 0.35 * 207.24 = 38571.84 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x :** $N = 38571.84 \text{ KN}$; $M_y = 13160.3368 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = \frac{38571.84 * 10^{-3}}{207.247} + \frac{13160.3368 * 10^{-3} * 4.625}{9196.4264} = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y :** $N = 38571.84 \text{ KN}$; $M_x = 3169.2343 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{38571.84 * 10^{-3}}{207.247} + \frac{3169.2343 * 10^{-3} * 11.425}{1507.0587} = 0.206 MPa \quad \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.158 MPa \quad \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.194 MPa \quad \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 1.5 MPa$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{3169.2343}{38571.84} = 0.0821 m \quad \langle \frac{22.65}{4} = 5.66 m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ **Dans le sens y-y :**

$$e = \frac{13160.3368}{38571.84} = 0.341 m \quad \langle \frac{9.15}{4} = 2.29 m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 38571.84 KN$$

$$H = 5.23 m, \text{ (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 207.24 m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 38571.84 KN \geq 1.5 * 5.23 * 207.24 * 10 = 16258.76 KN.$$

La condition est vérifiée.

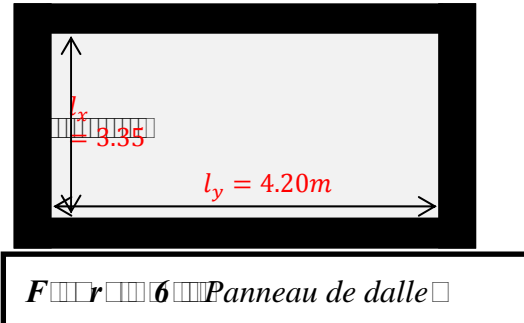
⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

X. 3.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN} / \text{m}^2.$$



X. 3.4. Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{50457.133}{207.24} + 1.35 * 8.75 = 255.28 \text{ KN} / \text{m}^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{36722.439}{207.24} + 8.75 = 185.94 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,80 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \quad \begin{cases} \rho = 0.80 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0565. \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0565 * 250.53 * 3.35^2 = 158.85 \text{ KN} . \text{m} \\ M_0^y = 94.51 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 135.02 \text{ KN} . \text{m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 80.33 \text{ KN} . \text{m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 M_0^x = -38.18 \text{ KN} . \text{m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

I : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN . m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	135.02	12	8HA14=12.32	15
	Sens y-y	80.33	7.88	7HA12=7.92	15
En appuis		-38.18	5.50	5HA12=5.65	20

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

- Vérification de condition de non fragilité**

✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,80 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

- Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_t^x = 12 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Sens yy: $A_{\min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^y = 7.88 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ En appui :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_a = 5.5 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 284.55 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 168.36 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 284.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{284.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.889 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

➤ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.80 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632. \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0632 * 182.49 * 3.35^2 = 129.43 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 91.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 110.01 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 78.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -38.83 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)

✓ $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"}$$

□

□□□□□□□□ 2 □□ Vérification des contraintes de radier.

□□□□	M □□ □□□□ □□□□ □□	a □□□□ □□□ ² □□ □□	□□ □□□ □	□□□□ ⁴ □	σ_b □MP □□	□□□□r □□ □□□□	σ_s □M □□□	□□□□r □□ □□□□ N
x-x	$M_t^x = 110.01$	12.32	9.18	122022.4	7.904	Vé rif ié	294.74	on
y-y	$M_t^y = 78.11$	7.92	7.61	86351.2	7.088		340.76	vé
Appuis	$M_a = -38.83$	5.65	6.56	64259.6	5.047		293.595	rif ié

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

□

□□□□□□□□ 3 □□ Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments □□□□ □□	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 110.01$	$5.0886 * 10^{-3}$	0.337	18.34	6HA20=18.85	15
y-y	$M_t^y = 78.11$	$3.8953 * 10^{-3}$	0.301	13.85	7HA16=14.07	15
appui	$M_a = -38.83$	$2.3944 * 10^{-3}$	0.243	8.33	6HA14=9.24	15

□

□□□□□□□□ 4 □□ Revérifications des contraintes de radier.

□□□□	M □□ □□□□ □□□□ □□	a □□□□ □□□ ² □□ □□	□□ □□□ □	□□□□ ⁴ □	σ_b □MP □□	□□□□r □□ □□□□	σ_s □M □□□	□□□□r □□ □□□□
x-x	$M_t^x = 110.01$	18.85	10.9 1	169050.3	6.786	Vé rif ié	196.54	Vé rif ié
y-y	$M_t^y = 78.11$	14.07	9.70	135375.5	5.763		198.72	
Appuis	$M_a = -38.83$	9.24	8.13	96683.3	4.150		182.686	

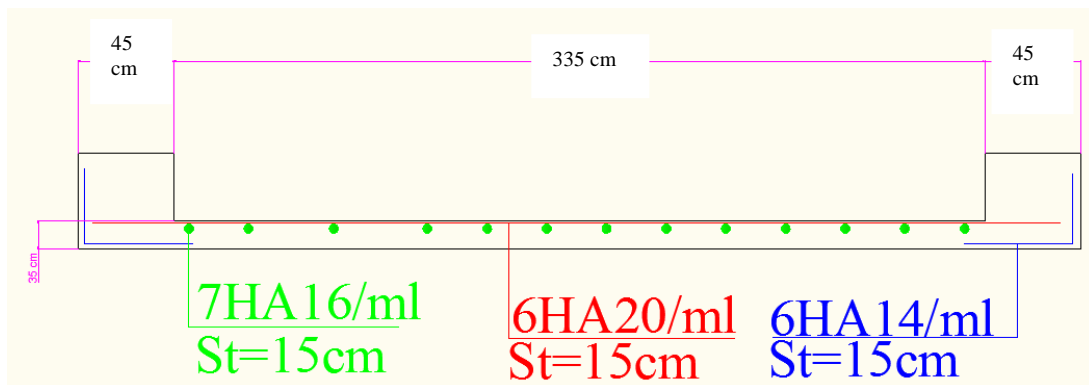
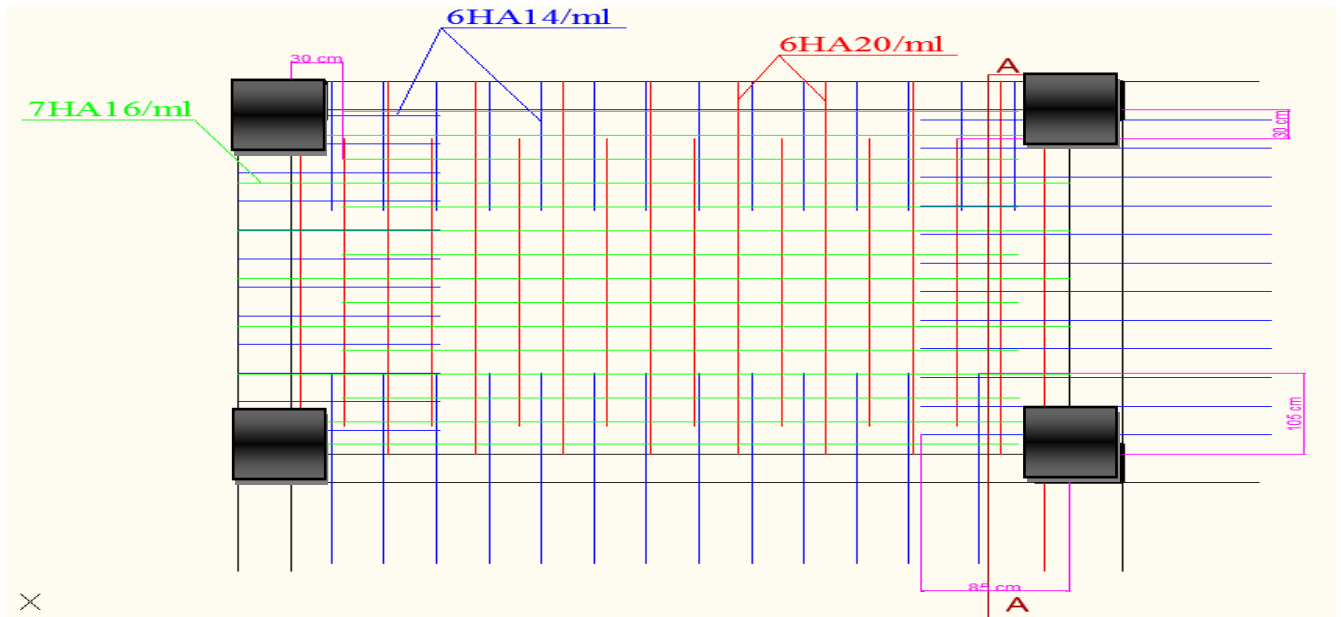
↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

• **Espacement des armatures :**

√ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

√ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

X.2.5. Schéma de ferrailage de radier :



Ferrailage Coupe A-A (radier)

X.4. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

X.4.1. Dimensionnement de la nervure :

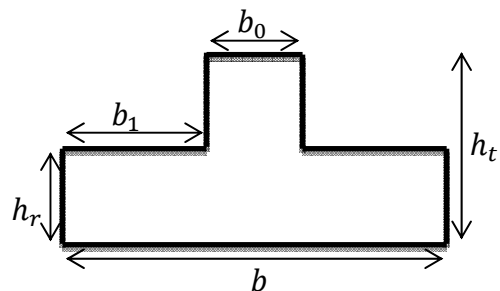
$$h_t = 0.7\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.45\text{m}, d = 0.67\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.20}{10}; \frac{3.35}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(42; 1,675)$$

$$\text{Soit } b_1 = 40\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 125\text{cm}$$



Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

X.4.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ Moments en travée :

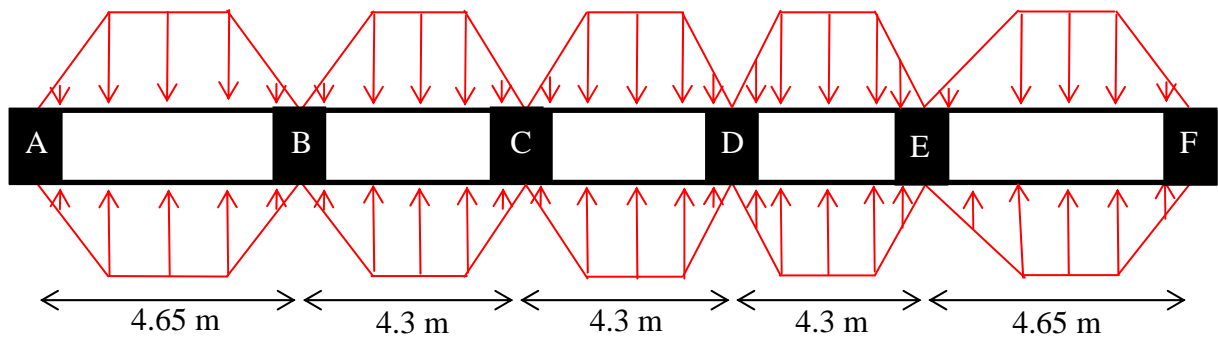
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left(\frac{x}{l} \right)$$

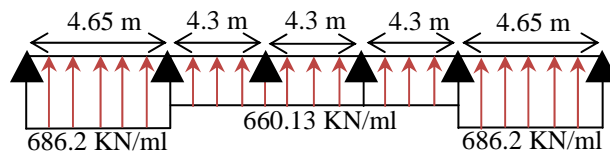
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :



❖ **Schéma équivalent :**

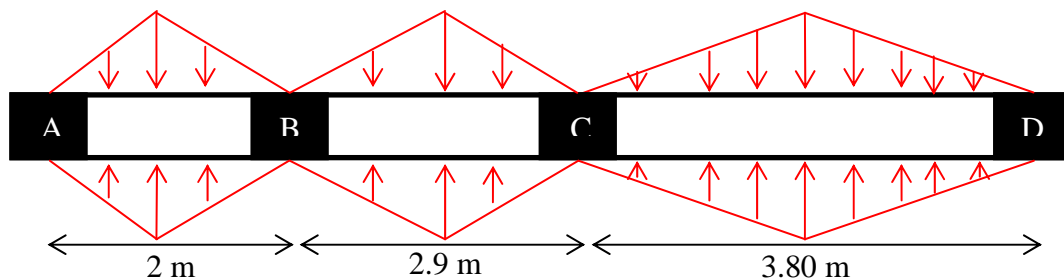


On a : $q_u = 255.28 \text{ KN/m}^2$

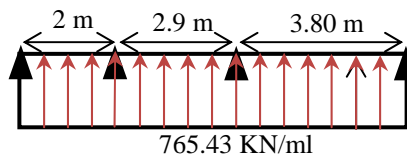
□□□□□□□□ 5 □□ Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)							
Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.65	4.65	686.2	-101.57	-1409.54	1.88	1216.85
B-C	4.3	3.44	660.13	-1409.54	-919.02	2.32	641.84
C-D	4.3	3.44	660.13	-919.02	-919.02	2.15	867.71
D-E	4.3	3.44	660.13	-919.02	-1409.54	1.98	641.84
E-F	4.65	4.65	686.2	-1409.54	-101.57	2.77	1216.85

□□□□□□□□ 6 □□ Sollicitations maximales (sens X-X)		
Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1216.85	-1409.54
Effort tranchant (KN)	1541.2	

Sens Y-Y :



❖ **Schéma équivalent**



On a : $q_u = 255.28 \text{ KN/m}^2$

Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)							
Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	2	2	765.43	-17.86	-419.72	0.69	184.21
B-C	2.9	2.32	765.43	-419.72	-967.6	1.2	134.31
C-D	3.80	3.80	765.43	-967.6	-66.06	2.21	905.17

Sollicitations maximales (sens Y-Y)		
Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	905.17	-967.6
Effort tranchant (KN)	1659.9	

X.4.3. Ferrailage :

Tableau De ferrailage des nervures					
Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	1216.85	56.21	11.73	12T25 = 58.9
	Appui	-1409.54	58.03	5.26	12T25 = 58.9
Sens Y-Y	Travée	905.17	40.96	11.73	6T25 + 6T20 = 48.3
	Appui	-967.6	48.02	5.26	6T25 + 6T20 = 48.3

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On a : $q_s = 185.94 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Vérification des contraintes dans les nervures					
Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	589.85	5.93	168.9	Vérifiée
	Appui	-669.14	11.66	200.71	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	459.34	4.95	158.82	Vérifiée
	Appui	-534.8	9.88	193.28	Vérifiée

❖ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ Espacements des aciers transversaux :

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

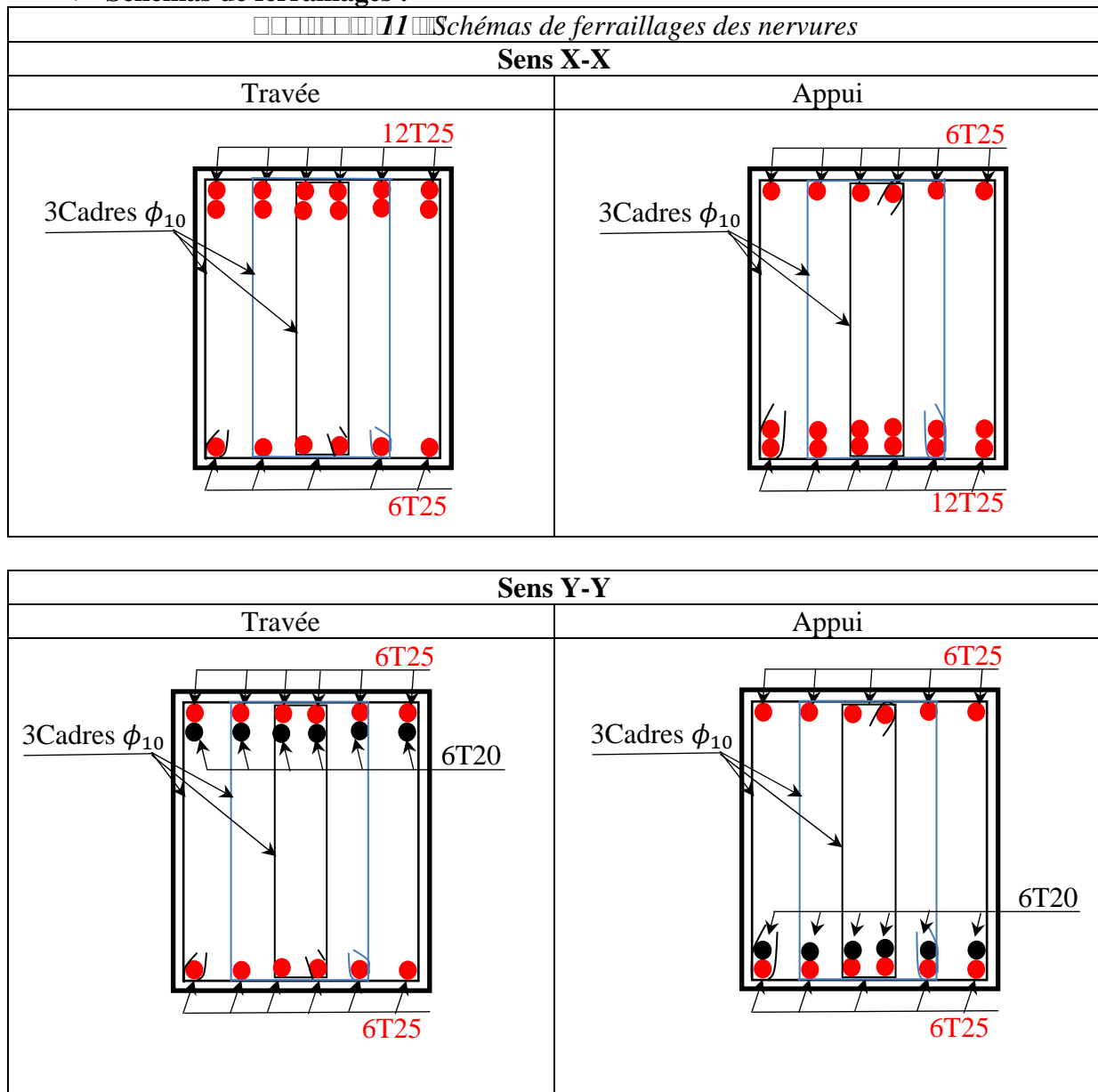
$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 21.13 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 60.3 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Schémas de ferrailages :



Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion générale

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment (R+10 +sous-sol et entre sol), contreventé par un système mixte (voile - portique) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur.

Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances, non seulement dans les calculs théoriques, mais aussi qu'en outils informatiques notamment avec l'utilisation des logiciels (ETABS 9.7, SOCOTEC...) qui nous donnaient de bons résultats sans passer par trop de calculs. Ainsi, ce travail nous a permis de faire un certain nombre de conclusions :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte, sa modélisation par le logiciel ETABS 9.7 nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, interaction voile-portique, effet $(P-\Delta)$ et le taux de participation massique). Or, les contraintes architecturales font que le choix de disposition de ces voiles soit réduit.
- ❖ L'utilisation de voiles avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux permet d'avoir une plus grande rigidité et réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc, le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ❖ Afin d'éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux, le RPA préconise de vérifier les moments résistants au niveau des zones nodales. Cette recommandation s'est avérée satisfaite pour notre cas.
- ❖ Vu les charges importantes transmises par chaque poteau aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré préjudiciable.

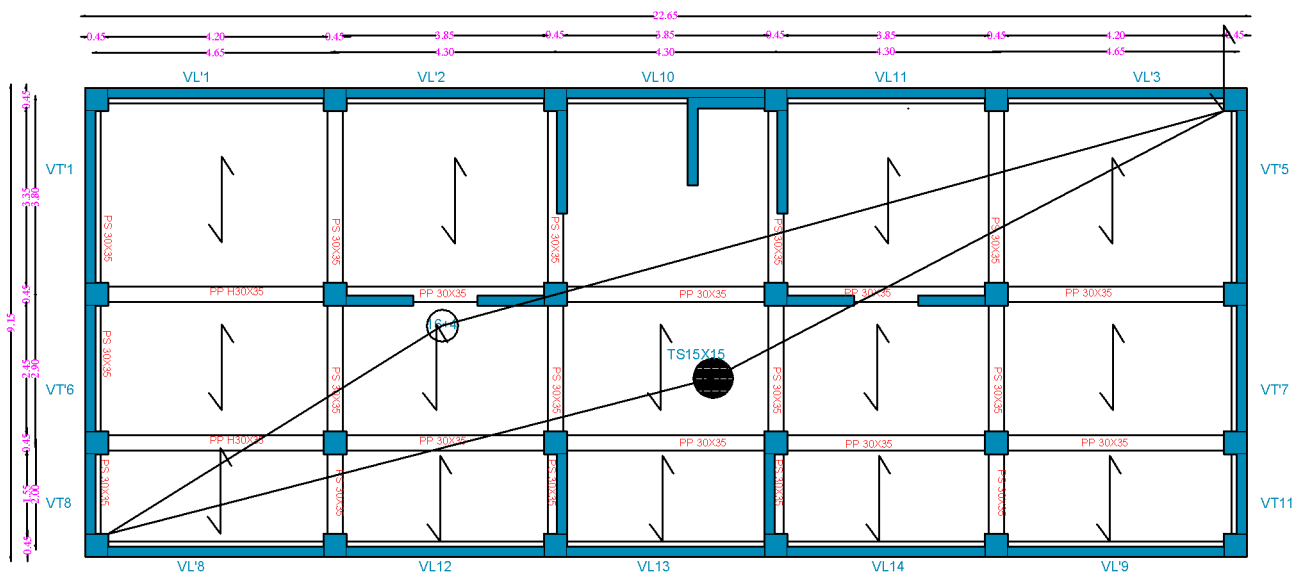
L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

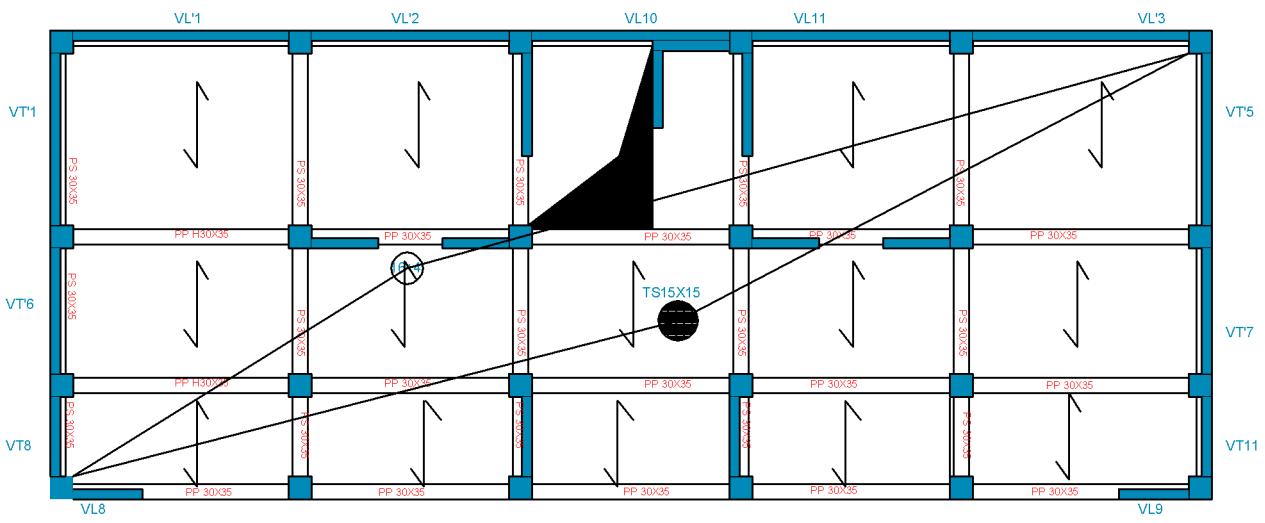
Bibliographie

- ❖ *Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».*
- ❖ *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93)).*
- ❖ *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».*
- ❖ *Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.*
- ❖ *Anciens mémoires de fin d'étude.*
- ❖ *Logiciels utilisés :*
 - *ETABS version 9.7*
 - *Socotec .*

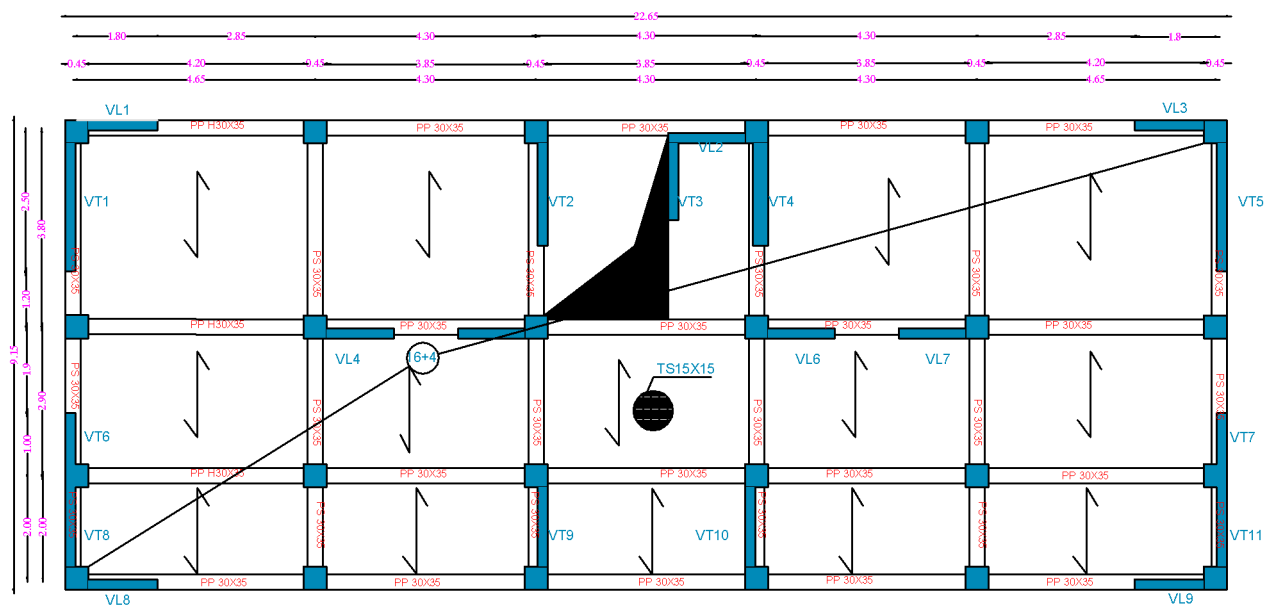
*Plans de Coffrages
et de ferrailage
des éléments structuraux*



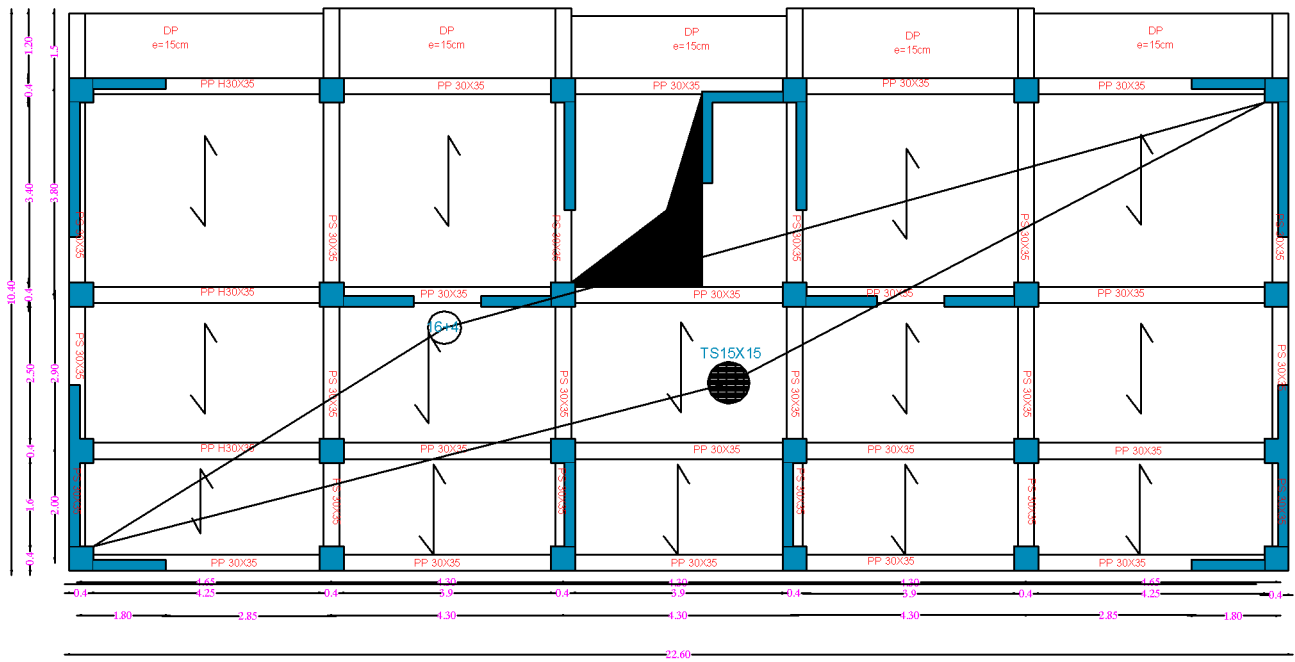
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDE PAR Mr HAMMOUTI ali Mr SERSOUR sadi Melle SEKKAI saliha	TITRE PLAN DE COUFRAGE D SOUS SOL
DIRIGE PAR Mr :BOUDJMEIA	



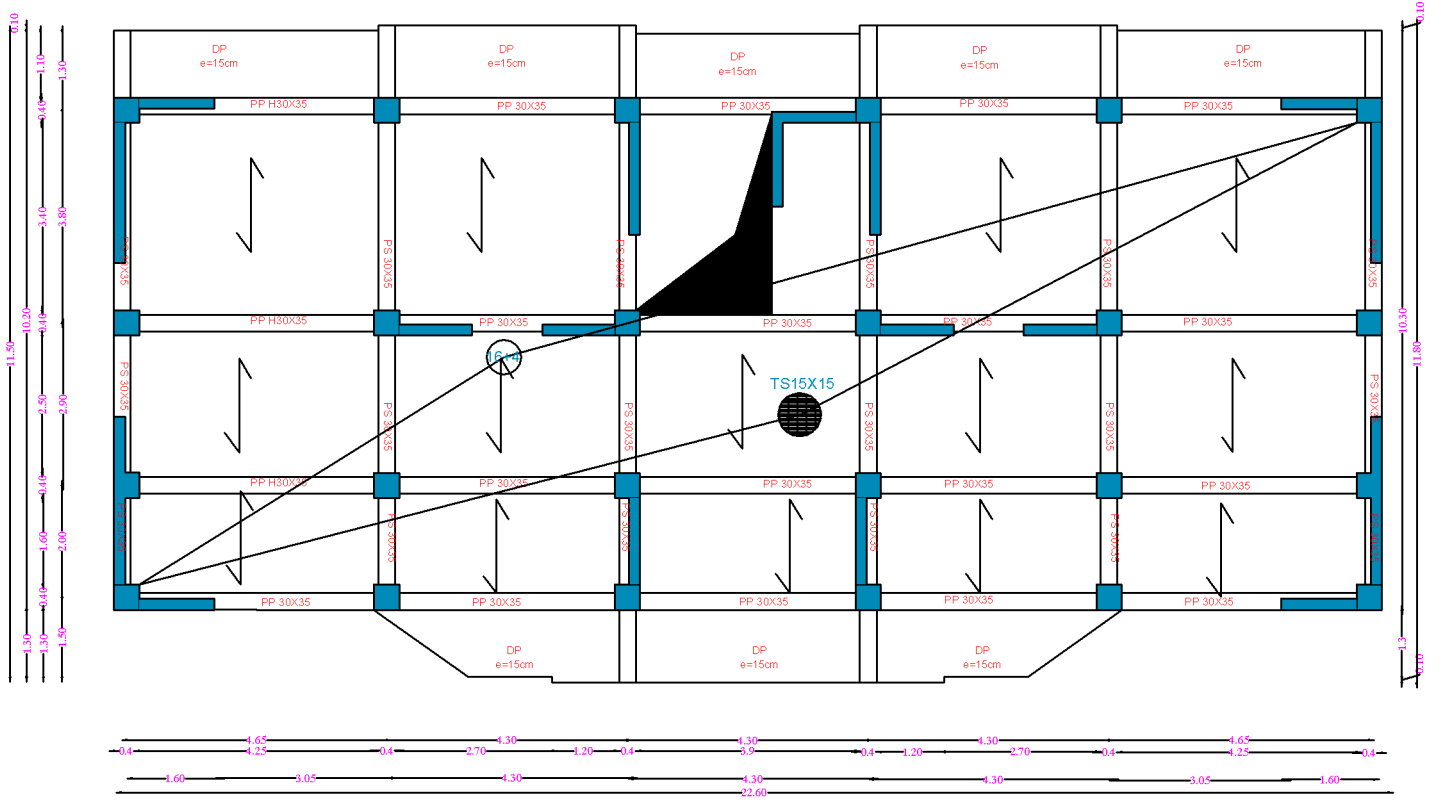
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR Mr HAMMOUTI ali Mr SERSOUR sadi Melle SEKKAJ saliha	TITRE PLAN DE COUFRAGE d'entre sol
DIRIGE PAR Mr :BOUDJMEIA	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR Mr HAMMOUTI ali Mr SERSOUR sadi Melle SEKKAI saliha	TITRE PLAN DE COUFRAGE du RD
DIRIGE PAR Mr :BOUDJMEIA	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDE PAR Mr HAMMOUTI ali Mr SERSOUR sadi Melle SEKKAI saliba	TITRE PLAN DE COUFRAGE d'etage service
DIRIGE PAR Mr :BOUDJMEIA	

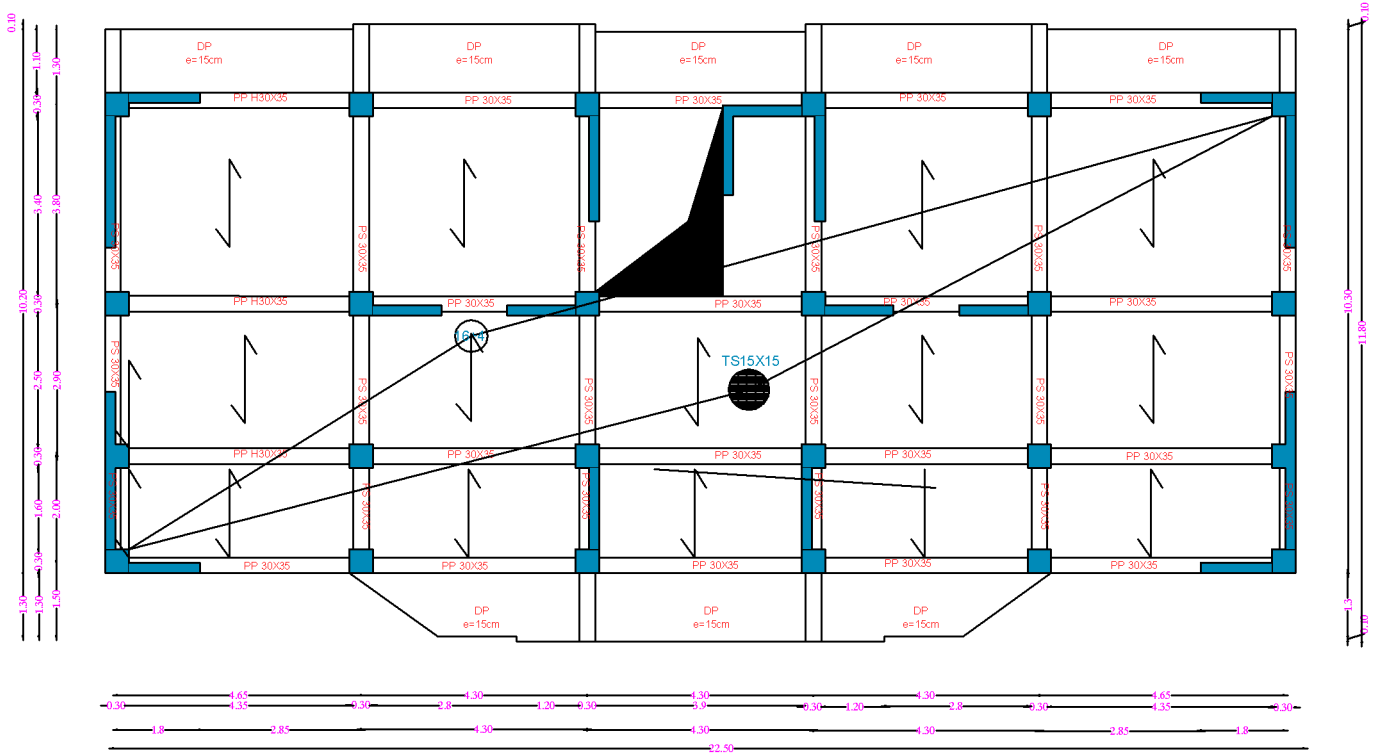


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR
 Mr HAMMOUTI ali
 Mr SERSOUR sadi
 Melle SEKKAI saliha

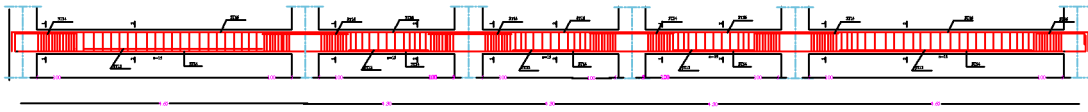
DIRIGE PAR
 Mr :BOUDJMELA

TITRE
 PLAN DE COUFRAGE d'etage
 courant du 1er au 3 eme etages

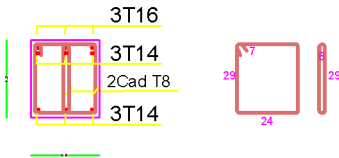


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDE PAR Mr HAMMOUTI ali Mr SERSOUR sadi Melle SEKKAI saliha	TITRE PLAN DE COUFRAGE d'etage courant du 8eme au 10eme etage et du la terrasse
DIRIGE PAR Mr :BOUDJMEIA	

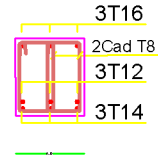
Poutres principales (30x35) pour la zone I



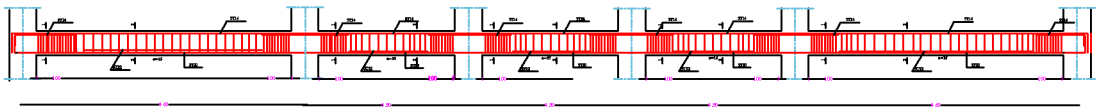
COUPE 1-1



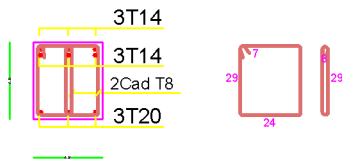
COUPE 2-2



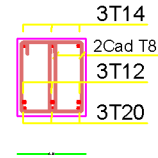
Poutres principales (30x35) pour la zone II et III



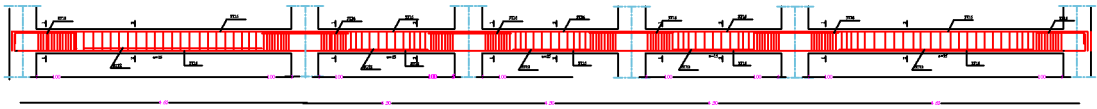
COUPE 1-1



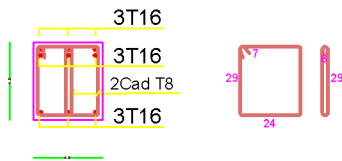
COUPE 2-2



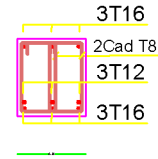
Poutres principales (30x35) pour la zone IV



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR
Mr HAMMOUTI ali
Mr SERSOUR sadi
Melle SEKKAI saliha

DIRIGE PAR
Mr :BOUDJMEIA

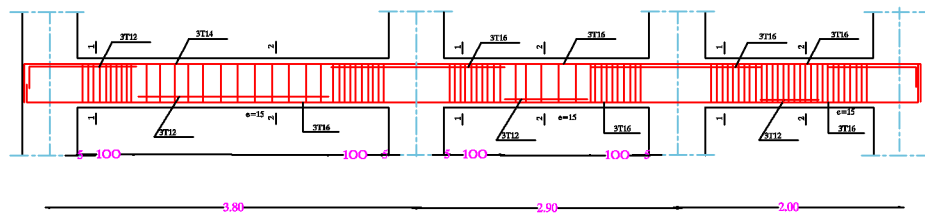
PROMOTION 2013/2014

TITRE

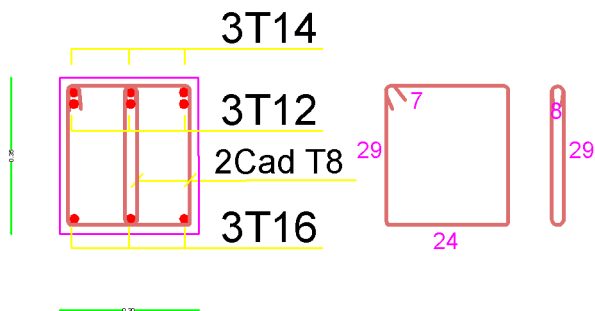
FERRAILLAGE DES POUTRES
PRINCIPALES

ECHELLE : 1/50

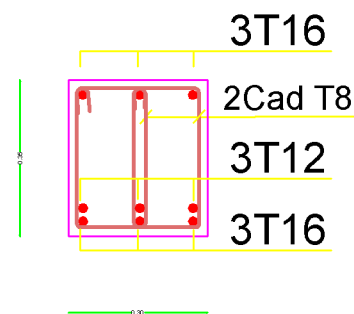
Poutres secondaires (30x35)



COUPE 1-1



COUPE 2-2



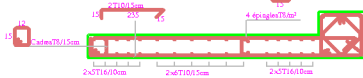
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
ETUDE PAR Mr HAMMOUTI ali Mr SERSOUR sadi Melle SEKKAI salha	TITRE FERRAILLAGE DES POUTRE SECONDAIRE
DIRIGE PAR Mr :BOUDJMEIA	

Type I:

VT8,VT9,VT10 et VT11 POUR LES ZONES I.II.III.L=2m

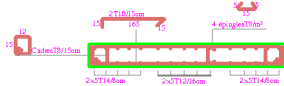


VT2 et VT4 POUR LES ZONES I.II.III.L=2m



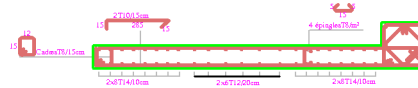
Type II:

VT3 pour la zone I.II.III.L=1.70m

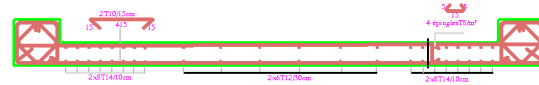


Type III:

VT1 et VT5 pour la zone III.L=2.50m

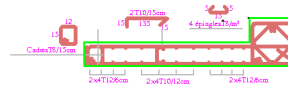


VT1` et VT5` pour la zone I et II.L =3.80m

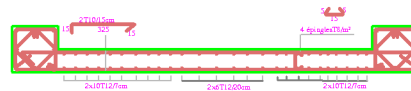


Type IV:

VT6 et VT7 pour la zone III.L=1m



VT6` et VT7` pour LA ZONE I et II.L=290 cm



*REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL*

ETUDIE PAR
Mr HAMMOUTI ali
Mr SERSOUR sadi
Melle SEKKAI saliha

DIRIGE PAR
Mr :BOUDJMEIA

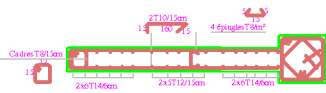
PROMOTION 2013/2014

TITRE

Plans du ferrailage des voiles
sens transversales

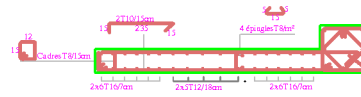
Type I:

VL4, VL5, VL6, VL7 pour la zone I.II.III.L=1.50m
 VL2 pour la zone III=1.50m



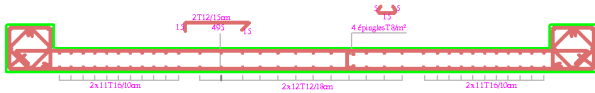
Type II:

VL8, VL9 pour la zone II.III.L=1.80m
 VL1, VL3 pour la zone III.L=1.80m



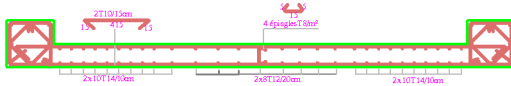
Type III:

VL1', VL3', VL6, VL7' pour la zone LL=4.65m
 VL1', VL3' pour la zone II.L=4.65m



Type IV:

VL2, VL10, VL11, VL12, VL13, VL14, pour la zone LL=4.30m
 VL2', VL10', VL11', pour la zone III.L=4.30m



ETUDIE PAR
 Mr HAMMOUTI ali
 Mr SERSOUR sadi
 Melle SEKKAI saliha

DIRIGE PAR
 Mr :BOUDJMEIA

PROMOTION 2013/2014

TITRE

Plans du ferrailage des voiles
 sens longitudinales