



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles.

Thème

ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+10 +2 S-S)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL,
EN PORTIQUE ET VOILE
(APPLICATION ETABS 9.7)

Réalisé par :

- M^{elle} AMITOUCHE MALIKA
- M^{elle} KHELOUT GHENIMA

Dirigé par :

M^{me} : SMAHI REBIHA

Promotion 2015/2016

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **M^{me} SMAHI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

✚ Mes chers parents, **OUARDIA** et **BRAHIM**.

✚ Mes chères frères ,**rabah** , **amar** et **AZIZ**.

✚ Mes chères sœurs: **SALIHA** et **LEILA** et leur maris **ZAHIR** et **KAMEL**.

✚ Mes anges : **YOUCEF**, **ANIS** et **HAROUNE. HAMZA**

✚ Ma chère tante **DJAMILA** et son mari **MOHAMED** ainsi que leur deux adorable filles : **NAWEL** et **KARIMA**.

✚ A toute ma famille en général.

✚ A ma chère binôme **GHENIMA** et sa famille.

✚ A toute la promotion 2015/2016.

Thamazighth

Dédicace

Je dédie ce travail à :

✚ Mes chers parents, *SADIA* et *BOULEM*

✚ Ma grand-mère ; *FATIMA*

✚ Mes chères tantes: *WIZA* et *NOUARA* et leurs maris *BELKACEM* et
REZKI

✚ Mes chères cousins : *MOHAMED* , *ADEM* et *OMAR*

✚ Mes chères cousines : *KENZA* et *MANEL*

✚ A toute ma famille en général surtout *SID ALI*

✚ A ma chère binôme *MALIKA* et sa famille.

✚ A toute la promotion 2015/2016.

Ghenima

Introduction

Les séismes sont des phénomènes naturels extrêmement difficile à prévoir. Depuis très longtemps, l'homme a chercher toujours a prendre des précaution particulière vis-à-vis de ce phénomène en construisant avec des matériaux de plus en plus résistant et on cherchant des techniques de construction qui répondent aux exigence en matière du comportement dynamique afin d'essayer d'épargner le maximum de dégât que peut engendré un séisme.

Notre pays n'échappe malheureusement pas à ce risque. ce qui pousse l'ensemble de la communauté scientifique a leur tête les ingénieurs en génie civil de se pencher sur ce phénomène pour mieux comprendre et tirer le maximum d'enseignements des séisme passés, surtout que les images du séisme du 21/05/2003 hantent toujours nos esprits .

Dans le cadre de l'élaboration d'un mémoire de fin d'étude on s'est proposé de s'intéresser de près à l'influence de la disposition des voiles ainsi que celle des cages d'escalier sur le comportement dynamique des structures.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

I.Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, hauteur).Ainsi bien ses éléments constitutifs (élément structuraux et non structuraux) et les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation du l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment qui est destinée a l'usage d'habitation et commercial, composé de :

- un sous sol (parking)
- un RDC + un sous sol à usage commercial
- dix étages à usage d'habitation

En assurant l'accès aux différents étages par une cage d'escalier et une cage d'ascenseur.

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée en zone de moyenne sismicité (**IIa**) selon le **RPA99/version 2003**.Il est classé dans le groupe d'usage 2 :(Ouvrage d'importance moyenne), et selon le rapport du sol , il sera fondé sur un sol ferme (S2) d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=3$ bars.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur :

- RPA 99/version 2003
- BAEL 91révisé 99

I.1.1.Characteristiques géométriques de l'ouvrage

La structure est en ossature mixte (poteaux, poutre) avec des voiles de contreventement, elle a pour dimension :

- Longueur totale = 22.9m
- Largeur totale =20.25m
- Hauteur totale = 42.54 m
- Hauteur de sous sol= 3m
- Hauteur de RDC = 4.14m
- Hauteur d'étage = 3.24 m

I.2. Element de la structure

❖ Ossature

ce bâtiment est en ossature mixte, composé de portique qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

❖ Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales

▪ Fonction de résistance mécanique

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

▪ Fonction d'isolation

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

❖ Balcon

Ce sont des aires consolidés au niveau de chaque plancher, peuvent être réalisés en dalle plane ou bien en corps creux.

❖ Escalier

la cage d'escalier assure la circulation verticale entre les différents niveaux, un escalier est composé d'un palier et d'une paillasse réalisée en béton armé coulé sur place.

Notre escalier comporte trois volées.

❖ Remplissage

a) **Les murs extérieures : Réalisées** en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

b) **Les murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloisons de brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

❖ Revêtement

Enduit ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers, et les salles d'eaux.

Plâtre pour les cloisons et les plafonds.

Carrelage pour les sols et en plus de céramique pour les salles d'eaux.

❖ Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, a une hauteur de 65 cm qui vient se poser à la périphérie de la terrasse.

❖ Fondation

Les fondations sont des éléments en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles.....)

- Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe (cas des semelles reposants sur pieux)

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions des résistances et de tassements liés aux caractères mécaniques de sol.

❖ System de coffrage

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

1-1- Caractéristiques mécaniques des matériaux

❖ Béton

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance a la compression a 28 jours d'âge (f_{c28}).

Il doit répondre aux normes du règlement parasismique algérien et aux règles techniques du béton armé aux états limite (BAEL 91).

Dans les cas courant pour avoir $1m^3$ de béton il faut :

Granulat : sable 380 a 450 cm^3 ($\Phi \leq 5$ mm)

Gravillon : 756 a 850 cm^3 ($\Phi \leq 25$ mm)

Ciment : 300 a 400 kg

Eau : 150 a 200 L

Il faut respecter le rapport : Eau /Ciment=0.5

Les caractéristiques mécaniques du béton sont :

- **Résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est définie du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28jours de temps de durcissement, obtenue par des essais sur éprouvettes normalisées de diamètre (16cm) et de hauteur (32cm), noté f_{c28}

La résistance caractéristique a la compression a $j \leq 28$ jours est définit par :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76+0.83j} \right) * f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1.40+0.95j} \right) * f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Dans les calcules de notre ouvrage ,nous adaptons une valeur de $f_{c28}=25\text{MPa}$

- **Résistance caractéristique à la traction f_{tj}**

La résistance du béton à la traction est faible ,elle représente 10% de la résistance a la compression ,note f_{t28} et qu'on peut la déduire par la relation suivant :

$$f_{tj} = 0.6+0.06f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

$$\text{a } j=28\text{j on a : } f_{tj} = 0.6+0.06(25)=2.1 \text{ MPa} \quad f_{t28}=2.1\text{MPa}$$

- **Containres limite du béton**

- **-Les états limites**

On appel l'état limites, un état particulier au-delà du quel l'ouvrage ou un de ses élément ne satisfait plus aux conditions pour les quelles il a été conçu.

C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions(force, moments)

On distingue :

- a) **Etat limite ultime**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite d'équilibre statique (non-renversement)
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture)
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\Theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa}$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation courante} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

Θ : coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a comme valeurs :

$\Theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures

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

$\Theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures

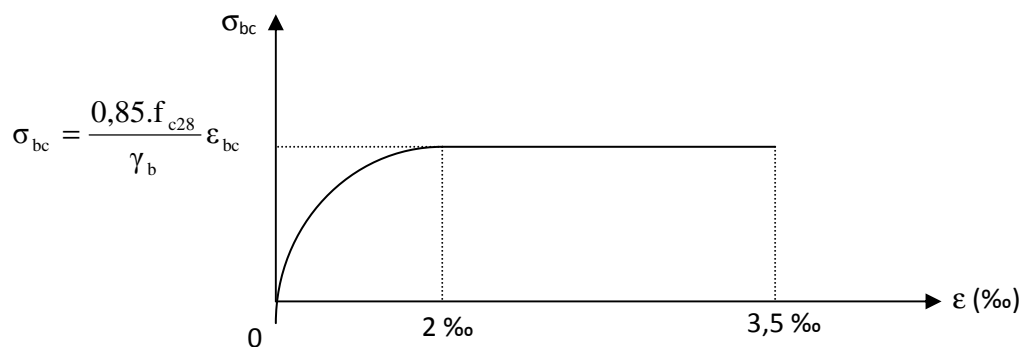


Figure I-1- : Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU

Le diagramme est composé de :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (l'étape plastique) $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

b) Etat limite de service

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ MPA (Art A.4.5, 2 BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $\sigma_b = 15 \text{ MPA}$ à l'ELS.

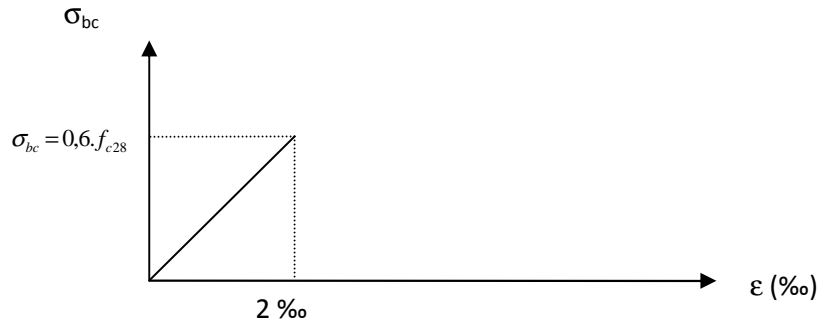


Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement (art A-5-1-2-1 BAEL 91/ modifiée 99)**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = V_u / b \times d$$

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée

b : largeur de la section cisailée

d : hauteur utile.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,20 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right) \quad \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,20 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable et très Préjudiciable.}$$

- **Module de déformation longitudinale**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

- ✓ **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{(Article A-21/BAEL 91 modifié 99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164,19 \text{ MPA}$$

- ✓ **Module de déformation différé**

Les déformations finales du béton (instantanées sont augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \text{(Article A-2-1-2-2/BAEL 91 modifié 99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad E_{vj} = 10818,87 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation transversale**

$$G = E / 2(1 + \nu) \quad \text{Avec} \quad E : \text{module de Young}$$

ν : (Coefficient de poisson): il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale est égale à :

- $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

- $\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré

❖ **Acier**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de traction auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leur nuance et leurs états de surface extérieure savoir :

- Barre à haute adhérence (HA)
- Treillis soudé

Dans le présent projet on utilisera deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	nomination	symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	14	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé (TS) TLS520 $\emptyset \leq b$ mm	TS	550	8	1,3	1

- **Module d'élasticité longitudinale des aciers**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à : $E_s = 2.10^5$ MPA. (Article : A.2.2, 1 /BAEL91 modifier 99).

- **Contrainte limites :**

- **Contrainte limite ultime (ELU)**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

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

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91/modifier 99, on distingue trois cas de fissuration :

➤ **Fissuration peu nuisibles**

La fissuration est considéré comme peut nuisible lorsque : les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations dans ce cas aucune vérification est effectuer

➤ **Fissuration préjudiciable**

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposées aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égal à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable**

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité, dans ce cas ,il important de respecter les règles suivants :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\}$$

Avec : n : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 1,6 \text{ Pour les aciers (HA) de diamètre } \geq 6\text{mm. } n= 1,3 \text{ pour les (HA) } < 6\text{mm.} \\ n = 1,0 \text{ Pour les rounds lisses} \end{array} \right.$$

- Diagramme contrainte déformation de calcul :

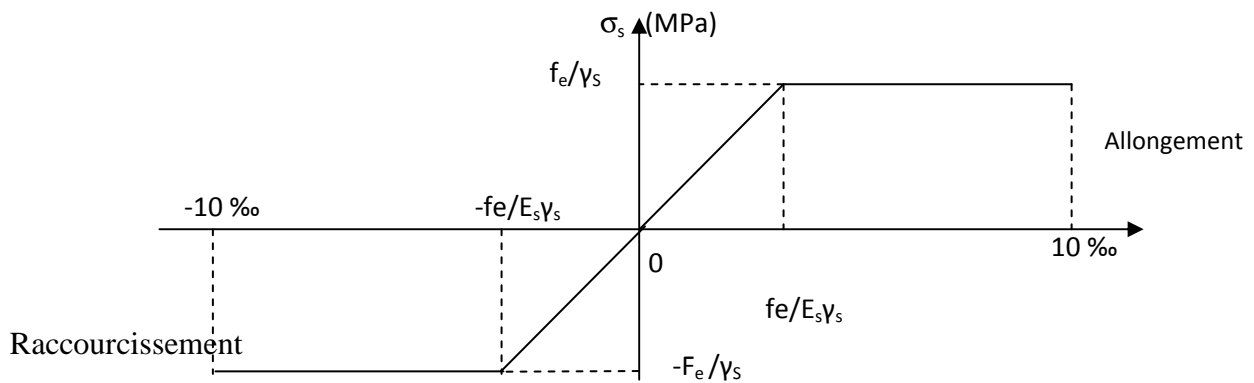


Figure1-3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

❖ Protection Des Armatures (Art A.4.5, 34BAEL91)

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les Enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions D'exploitations de l'ouvrage

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tous autres Atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C ≥ 3 cm** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C ≥ 1 cm** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Chapitre II

Pré dimensionnements des éléments

Introduction

Le pré dimensionnement a comme but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements (*RPA99/ version2003*)

✓ Pré dimensionnement des planchers

II.1) Planchers

II.1.1) Planchers à corps creux

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soit pas trop élevées à cause de désordre que ceux-là occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante: (*BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423*)

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

ht: Hauteur total du plancher.

✚ Remarque

Selon le (**RPA 99 /2003 A7.4.1**) les dimensions de la section transversal des poteaux doivent satisfaire la condition suivante :

Min (b.h) ≥ 25 cm en zone I et IIa

On opte dans un premier temps une section de 40*40 cm² pour les poteaux.

On a : $L_{\max} = 4.8 - 0.40 = 4.4\text{m}$ $h_t = \frac{4.40}{22.5} = 19.56 \text{ cm}$

On adoptera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16 cm.

Dalle de compression de 4 cm.

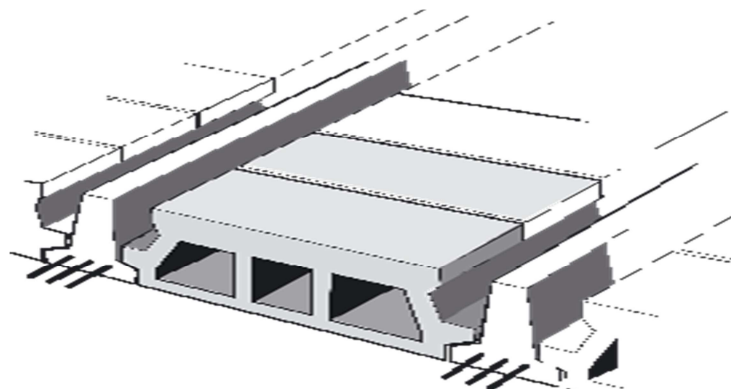


Figure II.1: Figure d'un plancher en corps creux.

II.1.2) Les dalles pleines

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

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois ou deux appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers et aussi les balcons qui sont encastrés à une extrémité.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

✓ .Pré dimensionnement des portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.2) Poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles), on distingue les poutres principales (pp) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (ps) qui assurent le chaînage.

Selon le (*règlement B.A.E.L 91 modifié 99*) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

La hauteur « h » de la poutre est donnée :

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

L : la portée max entre appuis d'un nœud à un autre

La largeur b donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Et elles sont vérifiées par le *R.P.A99 version 2003. (Art 7.5.1)*

Largeur $b \geq 20$ cm.

Hauteur $h \geq 30$ cm.

Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

a. Pré-dimensionnement de la poutre principale

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

on a $L_{\max} = 550 - 40 = 510$ cm.

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \quad 34 \leq h \leq 51$$

On prend $h = 45$ cm

$$\text{La largeur de la poutre : } 0.4(45) \leq b \leq 0.7(45) \quad 18 \leq b \leq 31.5$$

On prend $b = 30$ cm et $h = 45$ cm.

Vérification des conditions du RPA

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

$$h_t = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.5 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Pré-dimensionnement de la poutre secondaire

Elles sont parallèles aux poutrelles

La hauteur de la poutre est :

$$\text{on a } L_{\max} = 480 - 40 = 440 \text{ cm.}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \quad 29.33 \leq h \leq 44$$

On prend $h = 35$ cm

$$\text{La largeur de la poutre : } 0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : $b = 30$ cm. et $h = 35$ cm

Vérification des conditions du RPA

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

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

$$\frac{h_t}{b} = 1.16 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D'où : Poutre principale : 30 x 45 cm²

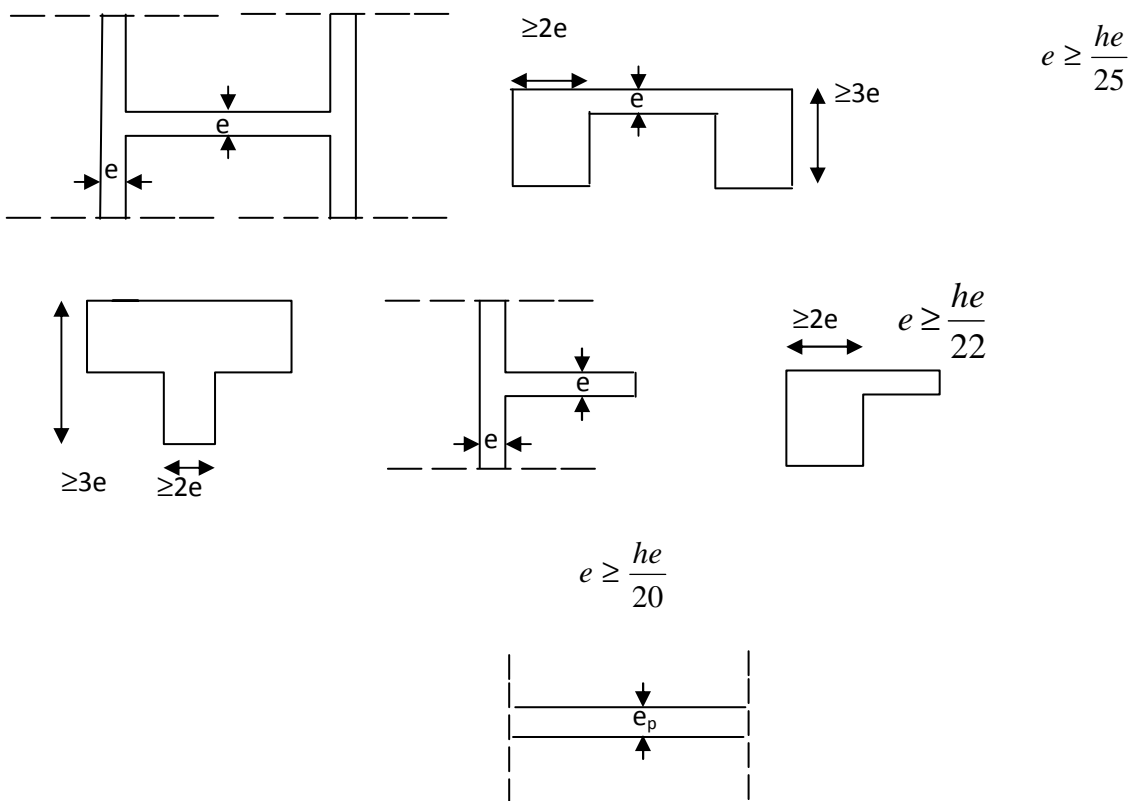
Poutre secondaire : 30 x 35 cm²

II.3 Voilles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Les voiles sont dimensionnés en

respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

$$\begin{cases} l \geq 4e \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$



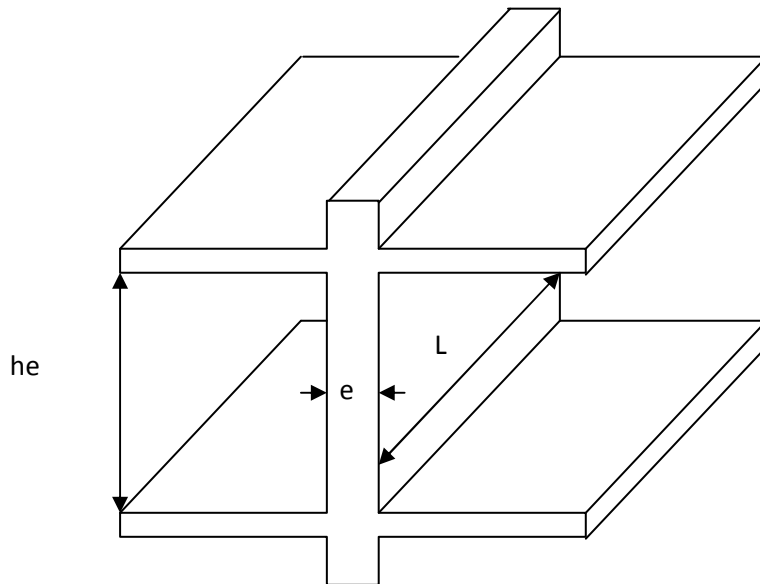


Fig.II.3. Coupe de voile en élévation

Au niveau du sous-sol : $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15\text{cm}$

Au niveau de RDC: $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{414}{20} = 20.7\text{cm}$

Au niveau d'étage courant: $e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2\text{cm}$

On adopte des voiles d'épaisseur : $e_p = 20\text{cm}$

Vérification des exigences du RPA 99(art 7,7.1)

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4e \longrightarrow L \geq 4 \cdot 21 \longrightarrow L \geq 84\text{cm} \longrightarrow 190 > 84 \text{ condition vérifier}$$

Avec : L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

II.4) Les poteaux

Eléments verticaux en béton armé de section généralement rectangulaire, carré ou circulaire. Les poteaux se composent d'armatures longitudinales (horizontale) et transversale (verticale). Ils travaillent en flexion composée (principalement en compression) et constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

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

La section de poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{avec} \quad : N_s = G + Q$$

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

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 \times f_{c28} \\ &= 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \end{aligned}$$

Selon le **(RPA 99 /2003 A7.4.1)** les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Min (b. h) ≥ 25 cm** **en zone I et IIa.**
- **Min (b. h) ≥ 30 cm** **en zone III et IIb.**
- **Min (b. h) ≥ he /20** **he : la hauteur libre entre étages.**

$$1/4 > b/h > 4$$

On opte dans un premier temps pour une section de 40*40 cm².

Remarque

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

II.4.1.2) Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

A) Les charges permanentes

1. les planchers : nous possédons deux types de planchers :

- plancher terrasse

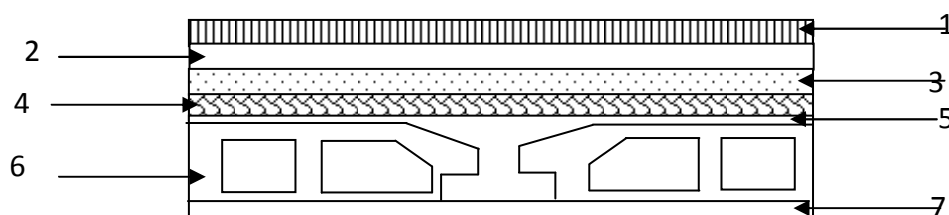


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher terrasse.

Tableau II.1 : charges permanentes du plancher terrasse :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	poids volumique ρ (Kn / m^3)	charge G (Kn / m^2)
1	Couche de gravillon	5	20.00	01.00
2	Étanchéité multicouche	2	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Isolation thermique (liège)	4	04.00	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01

6	Plancher en corps creux (16+ 4)	20	/	2.85
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.2
G_{Total}				5.88

- plancher étage courant et RDC et sou sol

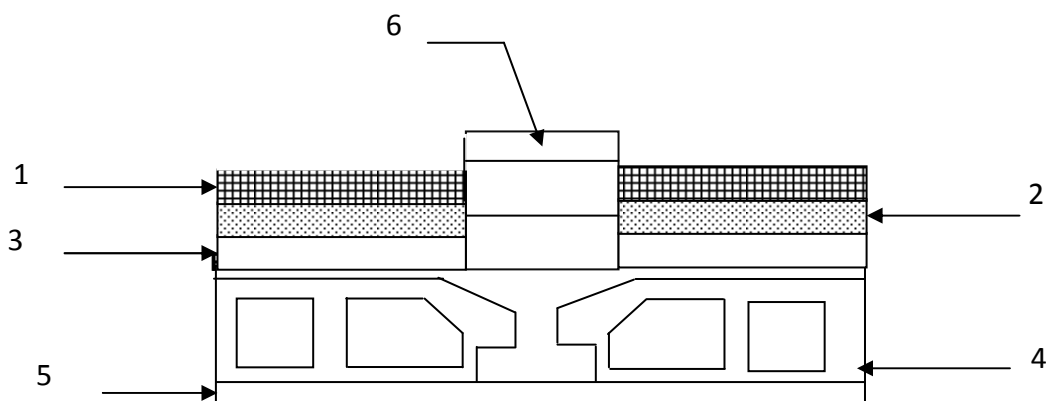


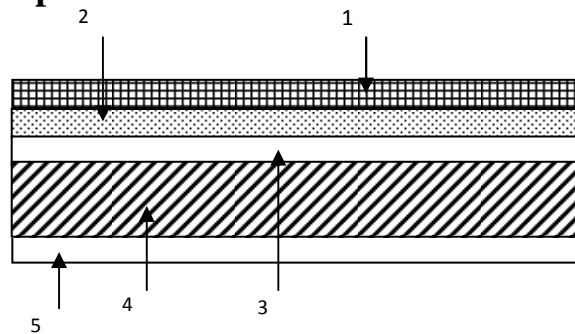
Figure II.6 : Coupe d'un plancher étage courant et RDC et S-S

Tableau II.2 : charges permanentes du plancher d'étage et RDC

0.3	Désignation	Epaisseur (cm)	poids volumique ρ (Kn / m ³)	charge G (Kn / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Couche de sable	2	20	0.4
4	Plancher en corps creux	20	/	2.85
5	Enduit sous plafond	/	/	0.01
6	Cloison en brique	10	/	1
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.2

G_{Total}

5.46

Balcon en dalle pleine**Figure II.7 : coupe verticale de la dalle pleine (balcon).**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G_{Total}				5.49

TABLEAU II.3 : Charges permanentes de la dalle pleine**2) Maçonnerie**

Il ya deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

- **Murs extérieurs**

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

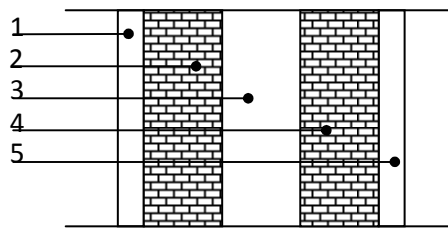


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieure

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

<i>N°</i>	<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	ρ (KN / m^3)	G (KN / m^2)
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G_{Total}				2.44

• **Mure interieure**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des deux faces.

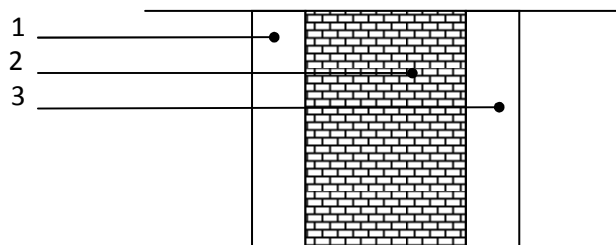


Figure.9. Coupe verticale de mur intérieure

Tableau II.5 charges permanentes des murs intérieure

<i>N°</i>	<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	ρ (KN / m^3)	G (KN / m^2)
-----------	--------------------	----------------------	-----------------------	--------------------

1	Briques creuses	0.10	9	0.9
			G_{Total}	0.9

B) Les charges d'exploitation

RDC ET S-SOL :(commercial) $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

S-SOL : (parking) $Q=4 \text{ KN/m}^2$

Etage courant :(habitation) $Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$

Terrasse : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Escaliers : $Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

L'acrotère : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Balcons : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

II.4.1.3) La descente de charge

A) surface d'influence

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

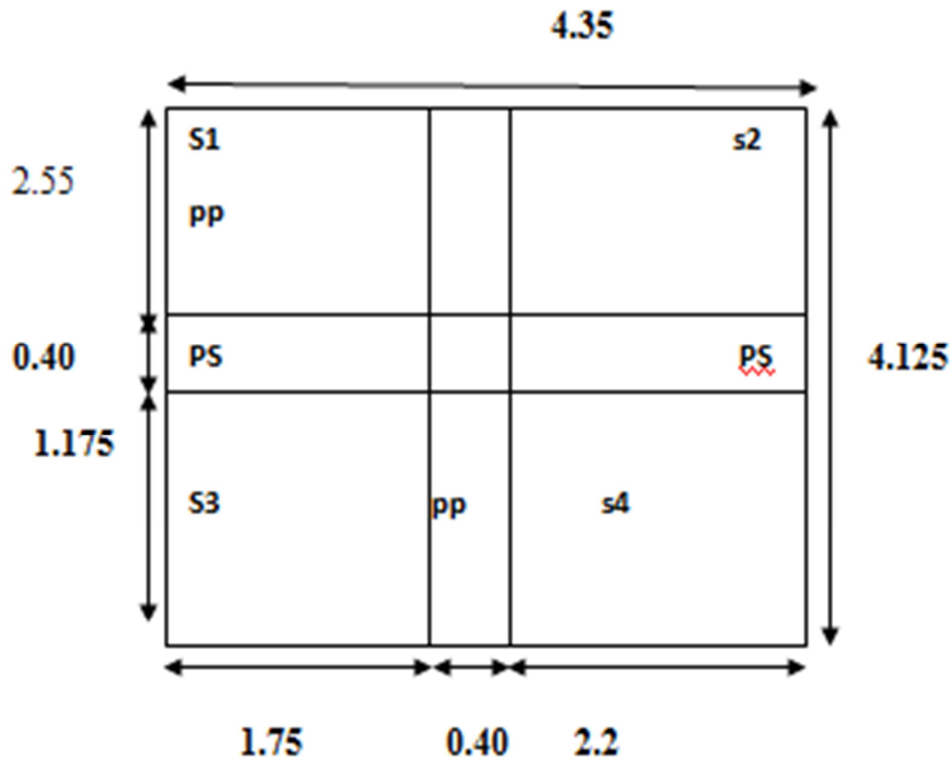


Figure II.4 : surface d'influence du poteau le plus sollicité.

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

$$= (2.55 \times 1.75) + (2.55 \times 2.2) + (1.175 \times 1.75) + (2.2 \times 1.175) = 14.71 \text{ m}^2.$$

B) Les charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher d'étage :

$$P_{pe} = G_{\epsilon} \times S = 4.74 \times 14.71 = 69.73 \text{ KN}$$

C) Calcul du poids propres des poutres

- Poutres principale :

$$P_{PP} = 0.3 \times 0.45 \times (2.55 + 1.175) \times 25 = 12.57 \text{ KN}$$

- Poutres secondaire :

$$P_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times (1.75 + 2.2) \times 25 = 10.37 \text{ KN}$$

$$\text{Poids poutres principales} + \text{poids poutres secondaires} = 22.94 \text{ KN}$$

D) Poids propre des poteaux : (0.40x0.40)

- ✓ 1^{er} à 10^{ème} étage : $P_{Pé} = 0.40 \cdot 0.40 \cdot 25 \cdot 3.24 = 12.96 \text{ KN}$
- ✓ 1^{er} et 2^{ème} sous-sols : $p_{ps} = 0.40 \cdot 0.40 \cdot 25 \cdot 3 = 12 \text{ KN}$
- ✓ RDC : $P_{PRDC} = 0.40 \cdot 0.40 \cdot 25 \cdot 4.14 = 16.56 \text{ KN}$

E) Surcharge d'exploitation

- ETAGE :
 $Q = 1.5 \times 14.71 = 22.06 \text{ KN}$
- 1^{er} SOUS-SOL (parking) :
 $Q = 4 \cdot 14.71 = 58.84 \text{ KN}$
- RDC ET 2^{ème} SOUS-SOL (COMMERCE) :
 $Q = 2.5 \cdot 14.71 = 36.78 \text{ KN}$
- BALCON :
 $Q = 3.5 \cdot 14.71 = 51.49 \text{ KN}$
- ESCALIER :
 $Q = 2.5 \cdot 14.71 = 46.78 \text{ KN}$

F) Loi de dégression des charges

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer la dégression des charges d'exploitation.

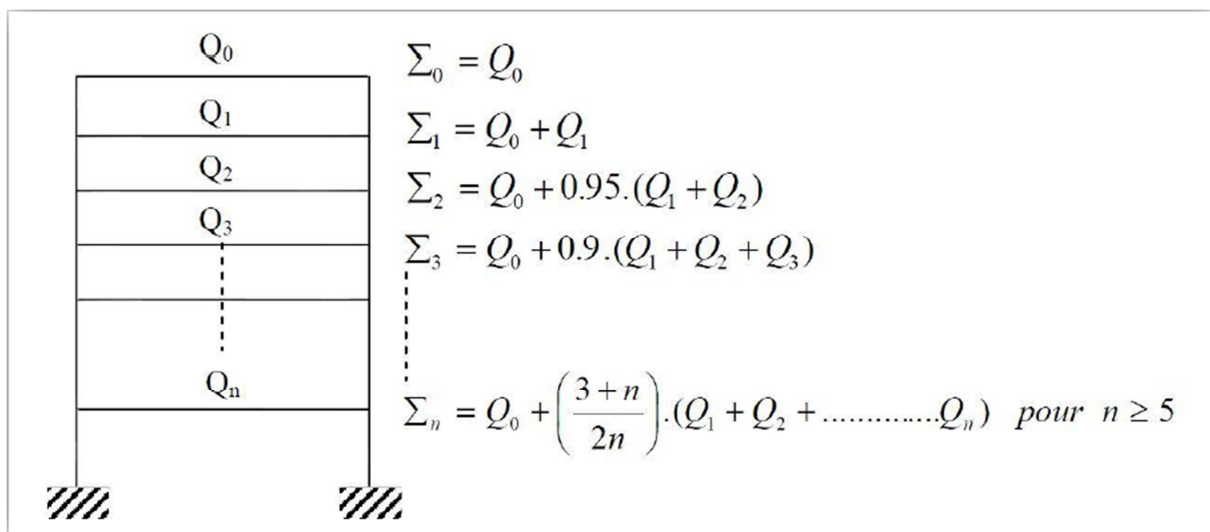


Figure II.10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

- Coefficients de dégression de charges

IV	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
COEFF	1	1	0.95	0.9	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.66	0.65	0.63	0.625

Tableau II.7 : Coefficients de dégression de charges

$$S_{13} = Q_0 = 14.71 \text{ KN.}$$

$$S_{12} = Q_0 + Q_1 = 14.71 + 22.06 = 36.77 \text{ KN.}$$

$$S_{11} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 14.71 + 0.95(2 \times 22.06) = 56.62 \text{ KN.}$$

$$S_{10} = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.71 + 0.90(3 \times 22.06) = 74.27 \text{ KN.}$$

$$S_{09} = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.71 + 0.85(4 \times 22.06) = 89.71 \text{ KN.}$$

$$S_{08} = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.71 + 0.80(5 \times 22.06) = 102.95 \text{ KN.}$$

$$S_{07} = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.71 + 0.75(6 \times 22.06) = 113.98 \text{ KN.}$$

$$S_{06} = Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.71 + 0.71(7 \times 22.06) = 124.35 \text{ KN}$$

$$S_{05} = Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14.71 + 0.68(8 \times 22.06) = 134.72 \text{ KN}$$

$$S_{04} = Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 14.71 + 0.66(9 \times 22.06) = 145.75 \text{ KN}$$

$$S_{RDC} = Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 14.71 + 0.65((9 \times 22.06) + 36.78) = 167.67 \text{ KN.}$$

$$S_2^{\text{eme sous-sol}} = Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 14.71 + 0.65((9 \times 22.06) + 2 \times 36.78) = 186.13 \text{ KN}$$

$$S_1^{\text{er sous-sol}} = Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 14.71 + 0.65((9 \times 22.06) + 2 \times 36.78 + 58.84) = 221.55 \text{ KN}$$

Tableau II7 : Récapitulatif de la descente des charges

Niveau	KN								cm2	
	Plancher	Poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Qi	Q _{cum}	N=Gc+Qc	S trouvée	S adoptée
13	69.73	22.94	12.96	105.63	105.63	14.71	14.71	120.34	80.23	35*35

12	69.73	22.94	12.96	105.63	211.26	22.06	36.77	258.03	172.02	35*35
11	69.73	22.94	12.96	105.63	316.89	22.06	56.62	373.51	249	35*35
10	69.73	22.94	12.96	105.63	422.52	22.06	74.27	496.79	331.2	35*35
9	69.73	22.94	12.96	105.63	528.15	22.06	89.71	617.86	412	40*40
8	69.73	22.94	12.96	105.63	633.78	22.06	102.95	736.73	491.2	40*40
7	69.73	22.94	12.96	105.63	739.41	22.06	113.98	853.39	568.93	40*40
6	69.73	22.94	12.96	105.63	845.04	22.06	124.35	969.39	646.26	45*45
5	69.73	22.94	12.96	105.63	950.67	22.06	134.72	1085.39	723.6	45*45
4	69.73	22.94	12.96	105.63	1056.3	22.06	145.75	1202.05	801.37	45*45
3	69.73	22.94	16.56	109.23	1165.3	36.78	167.67	1332.97	888.65	50*50
2	69.73	22.94	12	104.67	1270.2	36.78	186.13	1456.33	970.88	50*50
1	69.73	22.94	12	104.67	1374.87	58.84	221.55	1596.42	1064.28	50*50

❖ Vérification au flambement

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux

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

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau

I : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{S}} \right)$

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie du poteau $\left(I_{y-y} = \frac{hb^3}{12}; I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \right)$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{y-y}}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

➤ **Les vérifications**

Pour les 2 SOUS SOL: (50x 50) cm², $l_0 = 3$ m

$$\lambda = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 300 \times \frac{\sqrt{12}}{50} = 14,55 \leq 50 \dots \dots \dots CV$$

Pour RDC ; (50x 50) cm², $l_0 = 4,14$ m

$$\lambda = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 414 \times \frac{\sqrt{12}}{50} = 20,07 \leq 50 \dots \dots \dots CV$$

Pour 1^{ère} Etage ET 2^{ème} Etage ET 3^{ème} Etage : (45x 45) cm², $l_0 = 3,24$ m

$$\lambda = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 324 \times \frac{\sqrt{12}}{45} = 17,46 \leq 50 \dots \dots \dots CV$$

Pour 4^{ème} Etage ; 5^{ème} Etage ET 6^{ème} Etage : (40x 40) cm², $l_0 = 3,24$ m

$$\lambda = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 324 \times \frac{\sqrt{12}}{40} = 19,64 \leq 50 \dots \dots \dots CV$$

Pour 7^{ème} Etage ; 8^{ème} Etage ET 9^{ème} Etage ET 10^{ème} Etage : (35x 35) cm², $l_0 = 3,24$ m

$$\lambda = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 324 \times \frac{\sqrt{12}}{35} = 22,44 \leq 50 \dots \dots \dots CV$$

 **Conclusion**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1) : Les planchers

Notre structure présente des planchers à corps creux d'épaisseur (16+4) sauf pour le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévues.

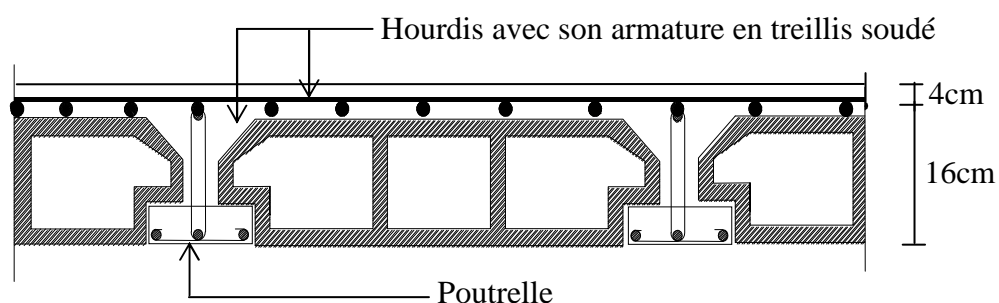


Figure-III-1. Coupe Plancher.

III.1.1) - Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé TLE520 ($\phi \leq 6\text{mm}$), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article suivant

[BAEL91/B.6.8,423]

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - **20 cm** pour les armatures \perp aux nervures.
 - **20 cm** pour les armatures $//$ aux nervures.
- Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Armatures \perp aux poutrelles

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m}_l] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m}_l] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimée en MPa.

Armatures // aux poutrelles

$$A_{//} [\text{cm}^2 / m_l] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

III.1.2) Ferrailage de la dalle de compression

Dans notre cas :

$$L' = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

$$\blacktriangleright A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$\text{Soit : } 5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2 / m_l$$

Avec un espacement $s_t = 20\text{cm}$.

$$\blacktriangleright A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,31 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$\text{Soit: } 4 \phi 4 = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

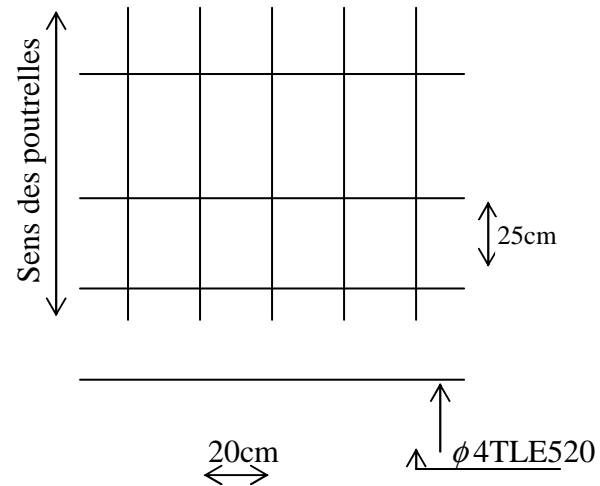


Figure-III-2 Armatures de l'hourdis.

III.1.3)- Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes ; avant et après coulage.

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités . Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

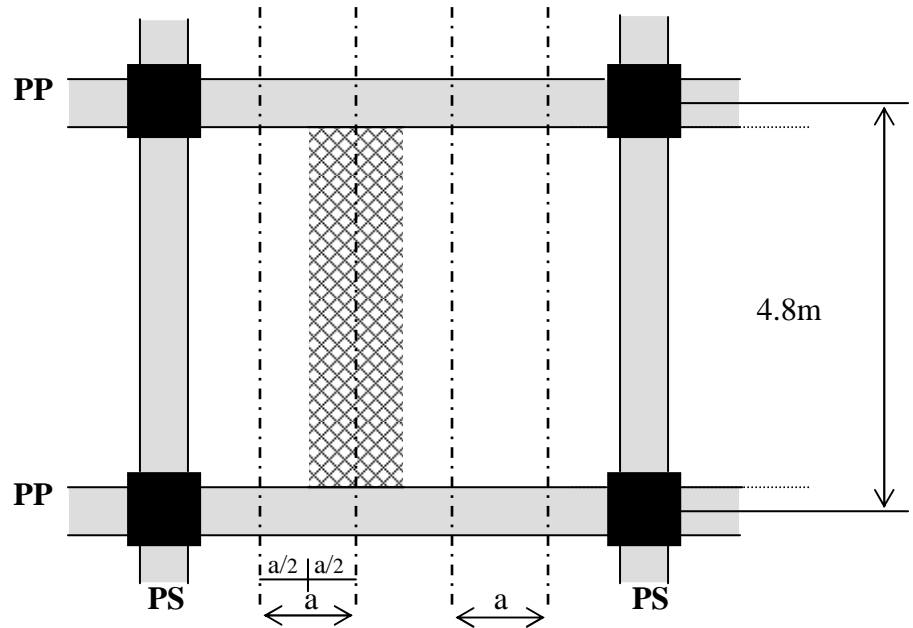
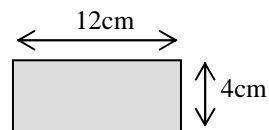


Figure-III-3

$a = 0,65 \text{ m}$: largeur du plancher repris par la poutrelle

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier :



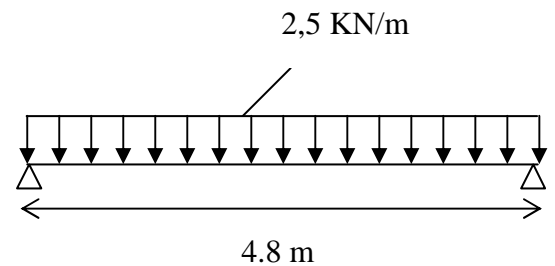
- ▶ Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = \mathbf{0,12}$ [KN/ m]
- ▶ Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62$ [KN/m]
- ▶ Surcharge due à l'ouvrier : 1 [KN/m]

Charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = \mathbf{0,74}$ [KN/m]

Charge d'exploitation : $Q = 1$ [KN/m]

❖ Ferrailage à l'état limite ultime ELU

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,35G + 1,5Q \\
 &= 1,35(0,74) + 1,5(1) \\
 q_u &= \mathbf{2,5} \text{ [KN/m]}
 \end{aligned}$$



- **Le moment max**

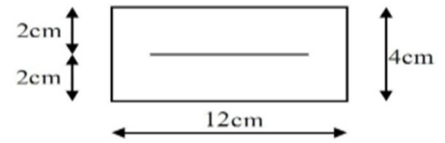
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,8)^2}{8} = 7,2 \text{ KN.m}$$

Soit l'enrobage $c = 2\text{cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = \mathbf{14,17 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,2}{0,12 \times (0,02)^2 \times 14,17 \times 10^3} = 10,59$$



$\mu \gg \mu_c = 0,392 \Rightarrow$ section doublement armée.

Vue la faible hauteur de la poutrelle ($h = 4\text{cm}$), on ne pourra pas disposer des armatures comprimées. On prévoit alors des étais intermédiaires pour aider celle-ci à supporter les charges d'avant coulage.

B) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T, partiellement encastree à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

- **Determination de la largeur la table de compression**

[BAEL91.A.4.1,3] : La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

- (1)- 1/2 de la distance entre parements de deux nervures voisines.
- (2)- 1/10 de la portée des poutres.
- (3)- 2/3 de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.
- (4)- 1/40 de la somme des portées encadrant l'appui augmenté des 2/3 de la distance de la section considérée à cet appui.

Plancher (16+4) :

$h = 20\text{cm}$

$h_0 = 4\text{ cm}$

$d = 18\text{cm}$

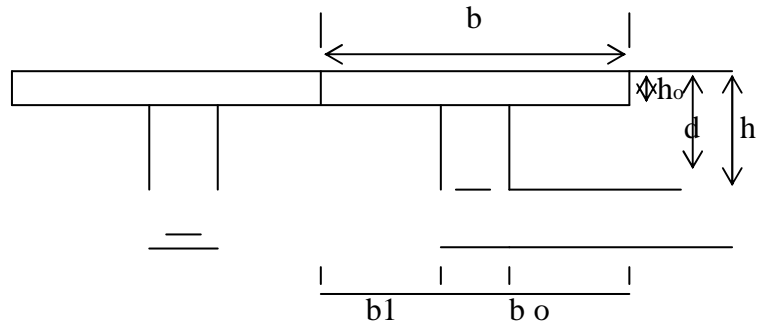
$b_0 = 12\text{cm}$

b_1

L : portée de la travée ($L = 4.8\text{m}$)

L_0 : Distance entre parements de deux nervures voisines. ($L_0 = 0,65$).

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.



• **Largeur de la table à mi-travée**

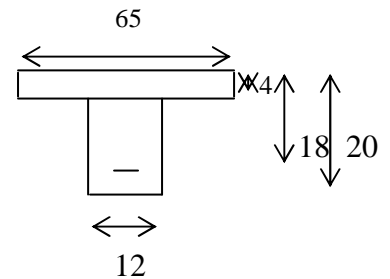
1)- $b_1 \leq \frac{1}{2} (65 - 12) = 26,5\text{ cm.}$

2)- $b_1 \leq \frac{1}{10} (550) = 55\text{cm.}$

3)- $b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{550}{2} \right) = 183.33\text{ cm}$

4)- $b_1 \leq \frac{1}{40} \times (550 + 550) + \frac{2}{3} \left(\frac{550}{2} \right) = 210.83\text{ c:m}$

$\Rightarrow b_1 = 26,5\text{ cm.}$



$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 \quad \rightarrow$

La largeur b de la table est donc :

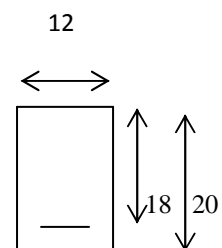
$b = 65\text{cm.}$

• **Largeur de la table au niveau des appuis :**

$b_1 = 0$

La largeur b de la table est donc :

$b = 12\text{cm.}$



- **Charge et surcharge**

Nous considérerons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable .Le plancher le plus chargé qui est dans notre cas le plancher d'étage courant.

- ▶ Poids propre du plancher : $G = 5.46 \times 0,65 = 3.55 \text{ KN/m}$
- ▶ Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,65 = 1.625 \text{ KN/m}$

- **Combinaison de charge à l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,55) + 1,5(1.625) \Rightarrow q_u = 7.23 \text{ KN/m}$$

- **Combinaison de charge à l'ELS**

$$q_s = G + Q = 3,55 + 1.625 \Rightarrow q_s = 5.175 \text{ KN/m}$$

- **Choix de la methode de calcul**

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

- 1- Méthode forfaitaire.
- 2- Méthode de Caquot.
- 3- Méthode des trois moments.

- **Condition d'application de la méthode forfaitaire**

1]- les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (étage courant), sont :

$$G = 5.46 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{ 2 \times G = 10.92 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \text{ condition vérifiée}$$

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. Condition vérifiée.

3)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 & 1,25.

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 < \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,4}{3,9} = 0,87 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,9}{4,8} = 0,81 > 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_3}{l_4} = \frac{4,8}{3,9} = 1,23 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 < \frac{l_4}{l_5} = \frac{3,9}{3,4} = 1,15 < 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

4)- Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé & de ses revêtements.

Conclusion

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée. Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode

• Principe de la méthode forfaitaire

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

$$1)- M_t \geq \max \{ 1,05M ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2)- M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_i \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \rightarrow \text{travée de rive.}$$

3)- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0,6 M_0 Pour une poutre à deux travées.

0,5 M_0 Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

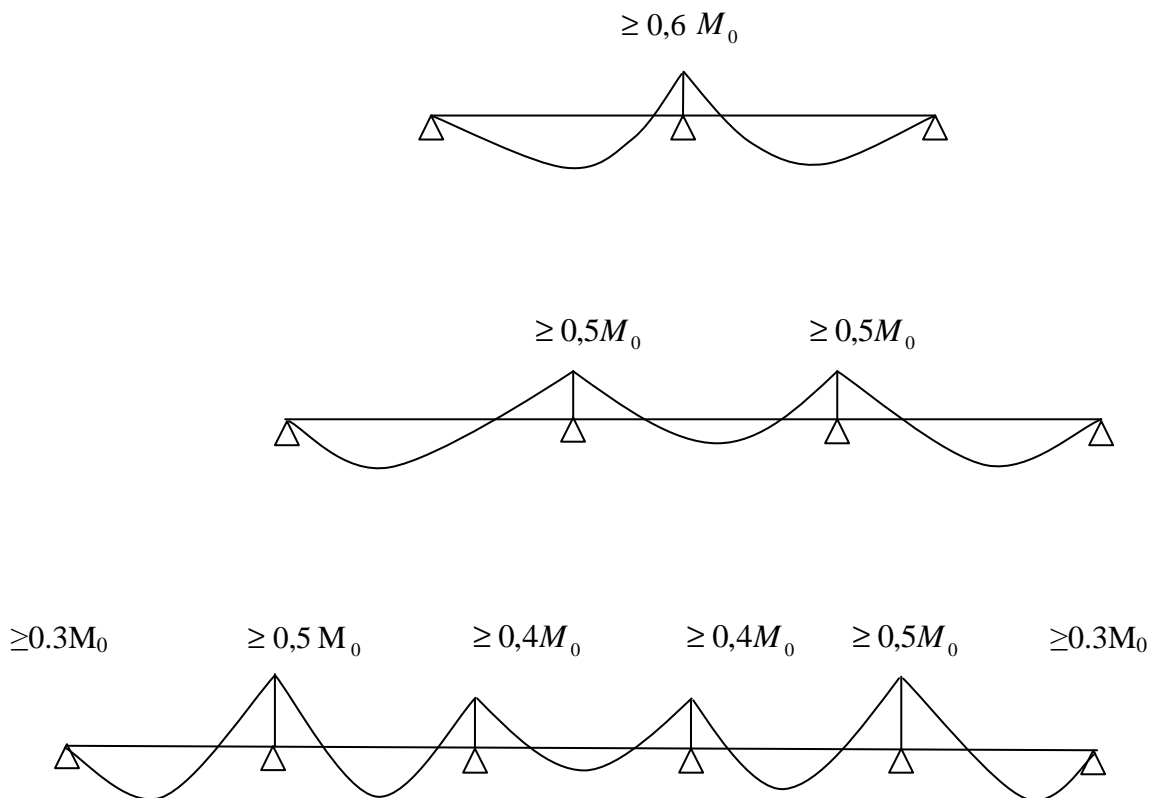


Figure-III.4. Diagramme des moments d'une poutre continue

Avec :

M_i : moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante (de comparaison) , de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

Valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \quad \text{avec } l : \text{longueur entre nus d'appuis.}$$

α : rapport des charges.

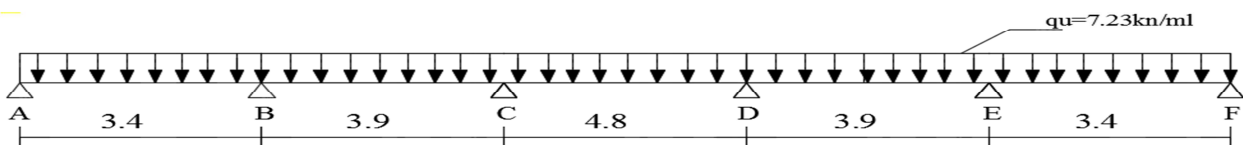
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{5.46 + 2.5} \Rightarrow \alpha = 0.314$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

α	$1 + 0,3\alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0.314	1.095	0.547	0.65

1^{er} cas :



• calcul des moments fléchissant

Calcul des moments isostatiques M_0 à l'ELU

$$M_{01} = q_u \frac{L^2}{8} = 7.23 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \frac{L^2}{8} = 7.23 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 13.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_u \frac{L^2}{8} = 7.23 \times \frac{(4.8)^2}{8} = 20.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = M_{02} = 13.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = M_{01} = 10.45 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 10.45 = 3.135 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times M_{02} = 0.5 \times 13.75 = 6.875 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times M_{03} = 0.4 \times 20.82 = 8.328 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \times M_{04} = 0.4 \times 20.82 = 8.328 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \times M_{05} = 0.5 \times 13.75 = 6.875 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.3 \times M_{05} = 0.3 \times 10.45 = 3.135 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{(3.135+6.875)}{2} + (1.095 \times 10.45) = 6.44 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = \frac{1.2+0.3(0.315)}{2} (10.45) = 6.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{M_{12} = 6.76 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{(6.875+8.328)}{2} + (1.095 \times 13.75) = 7.45 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+0.3(0.315)}{2} (13.75) = 7.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{M_{23} = 7.52 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée 3.4 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{(8.328+8.328)}{2} + (1.095 \times 20.82) = 14.47 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+0.3(0.315)}{2} (20.82) = 11.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{M_{34} = 14.47 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée 4.5 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{(8.328+6.875)}{2} + (1.095 \times 13.75) = 7.45 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+0.3(0.315)}{2} (13.75) = 7.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } \mathbf{M_{45} = 7.52 \text{ KN.m}}$$

Travée 5.6 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{(6.875+3.135)}{2} + (1.095 \times 10.45) = 6.44 \text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1.2+0.3(0.315)}{2} 10.45 = 6.76 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Soit $M_{45} = 6.76 \text{ KN.m}$:

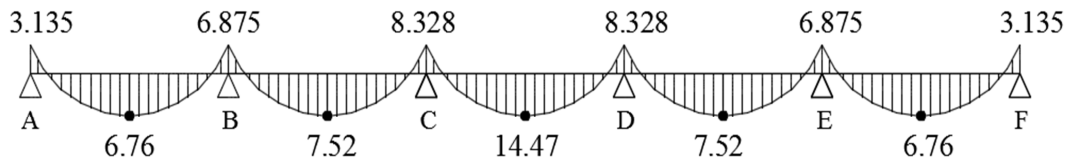


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.M.

• Calcul des efforts tranchant

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.23 \times \frac{3.4}{2} + \frac{3.135 - 6.875}{3.4} = \mathbf{11.19 \text{ kN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.23 \times \frac{3.4}{2} + \frac{3.135 - 6.875}{3.4} = \mathbf{-13.39 \text{ kN.}}$$

- Travée intermédiaire BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.23 \times \frac{3.9}{2} + \frac{8.328 - 6.875}{3.9} = \mathbf{14.47 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.23 \times \frac{3.9}{2} + \frac{8.328 - 6.875}{3.9} = \mathbf{-13.73 \text{ kN.}}$$

- Travée intermédiaire CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 7.23 \times \frac{4.8}{2} + \frac{8.328 - 8.328}{4.8} = 17.35 \text{ kN.}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -7.23 \times \frac{4.8}{2} + \frac{8.328 - 8.328}{4.8} = -17.35 \text{ kN.}$$

- Travée intermédiaire DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 7.23 \times \frac{3.9}{2} + \frac{6.875 - 8.328}{3.9} = 13.72 \text{ kN.}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -7.23 \times \frac{3.8}{2} + \frac{5.22 - 6.87}{3.8} = -14.47 \text{ kN.}$$

- Travée de rive EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 7.23 \times \frac{3.4}{2} + \frac{3.135 - 6.875}{3.4} = 11.19 \text{ kN.}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -7.23 \times \frac{3.4}{2} + \frac{3.135 - 6.875}{3.4} = -13.39 \text{ kN.}$$

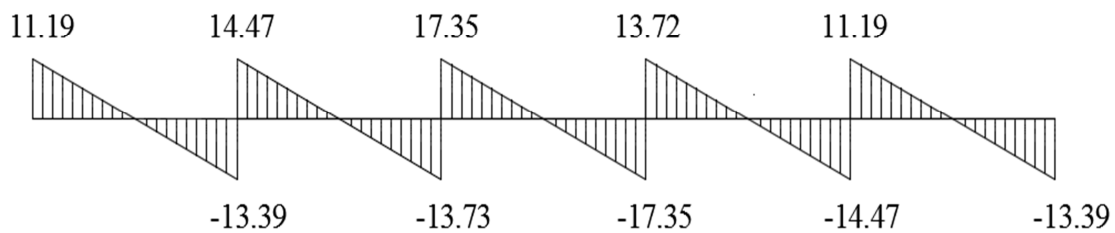
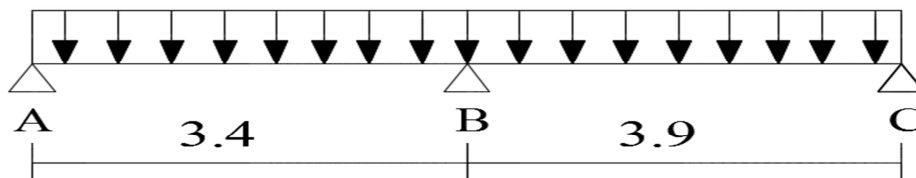
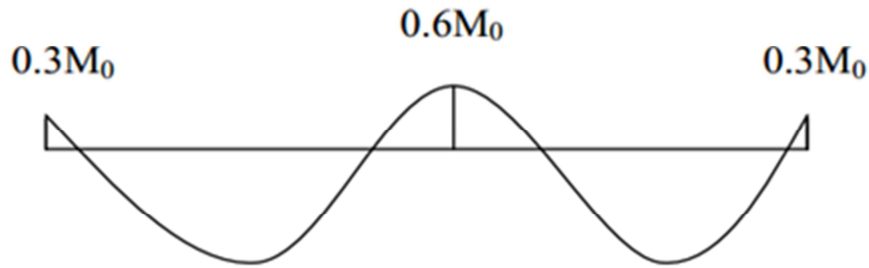


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.M

2^{ème} cas :





A) Calcul des moments fléchissant

Calcul des moments isostatiques M_0 à l'ELU

$$M_{01} = q_u \frac{L^2}{8} = 7.23 \times \frac{(3.4)^2}{8} = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \frac{L^2}{8} = 7.23 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 13.75 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 10.45 = 3.135 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times M_{02} = 0.6 \times 13.75 = 8.25 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 \times M_{03} = 0.3 \times 13.75 = 4.125 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées

- Travée de rive A-B :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{3.135+8.25}{2} + 1.095 \times 10.45 = 5.75 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.65 \times 10.45 = 6.8 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 6.8 \text{ kN.m}$

- Travée intermédiaire B-C :

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{8.25+4.125}{2} + 1.095 \times 13.75 = 8.87 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.65 \times 13.75 = 8.94 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC} = 8.94 \text{ kN.m}$

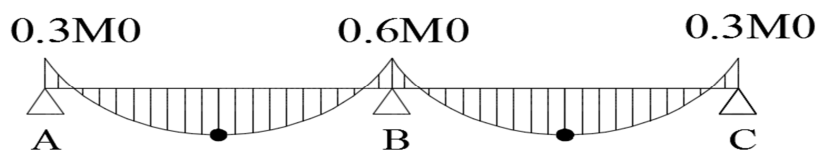


Figure III.7. : Diagramme des moments

B) Calcul des efforts tranchant

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.23 \times \frac{3.4}{2} + \frac{8.25 - 3.135}{3.4} = 13.79 \text{ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.23 \times \frac{3.4}{2} + \frac{8.25 - 3.135}{3.4} = -10.79 \text{ kN.}$$

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.23 \times \frac{3.9}{2} + \frac{4.125 - 8.25}{3.9} = 13.03 \text{ kN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.23 \times \frac{3.9}{2} + \frac{4.125 - 8.25}{3.9} = -15.14 \text{ kN.}$$

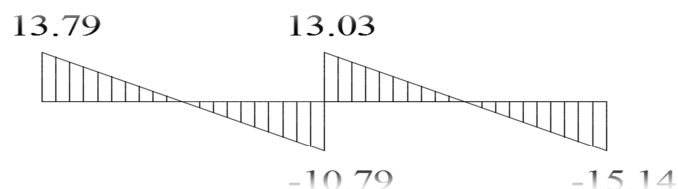


Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.M

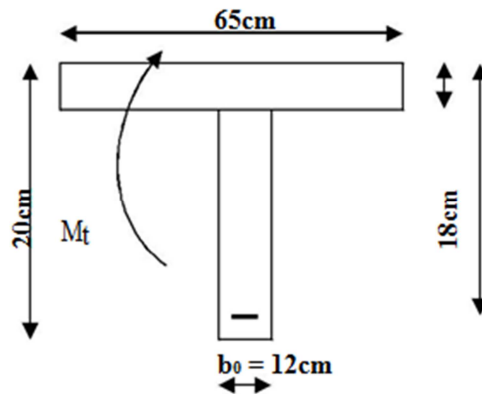
III.1.4 Ferrailage à l'ELU

✓ Armatures longitudinales

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 14.47 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 8.328 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:



- En travées :

- Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 14.47 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

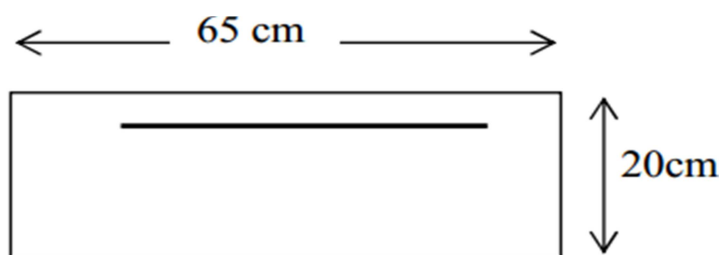
- Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.47 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.048$$

$\mu_u = 0.048 < \mu_i = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$



$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.47 \times 10^5}{0.975 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 2.37 \text{ cm}^2$$

✚ Remarque

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

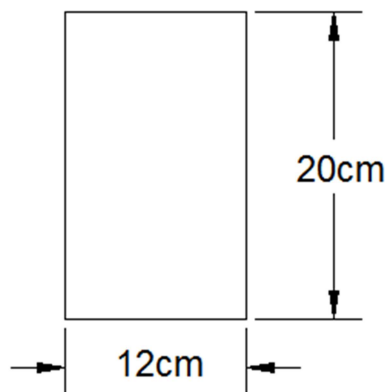
Soit : $A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.328 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.150$$

$\mu_u = 0.150 < \mu_i = 0.392 \longrightarrow$ section simplement armée



$$\mu_u = 0.150 \rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.328 \times 10^5}{0.918 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

- ✓ Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}; 1.4; \frac{12}{10}\right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/

Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 18 ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 16,2\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

Conclusion

En travée : **3HA 14 = 4.62cm²**.

Aux appuis : **2HA 12 = 2.26cm²**.

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.01 cm²**.

III.1.5. Vérifications à l'ELU

- ✓ Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Calcul de la section minimale

- Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- En travée :

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$ avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 4,62 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- ✓ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99)**

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{max} = 17,35 \text{ kN}$.

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{17.35 \times 10}{12 \times 18} = 0.8 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

✓ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEI 91 modifiée 99)

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.35 \times 10}{0.9 \times 18 \times 75.36} = 1.42 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.35 \times 10}{0.9 \times 18 \times 131.88} = 0,81 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313)

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a_0 = 0.9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129.6 \text{ kN.}$$

$T_{\max} = 13.39 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaires :

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$T_{max} = 17,35 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(13,39 - \frac{3,135 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,017 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A = -0,017 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17,35 - \frac{8,328 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,1 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A = -0,1 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les armatures calculées sont suffisantes.

✓ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

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

Avec :

τ_{su} : contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

Ψ_s : coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

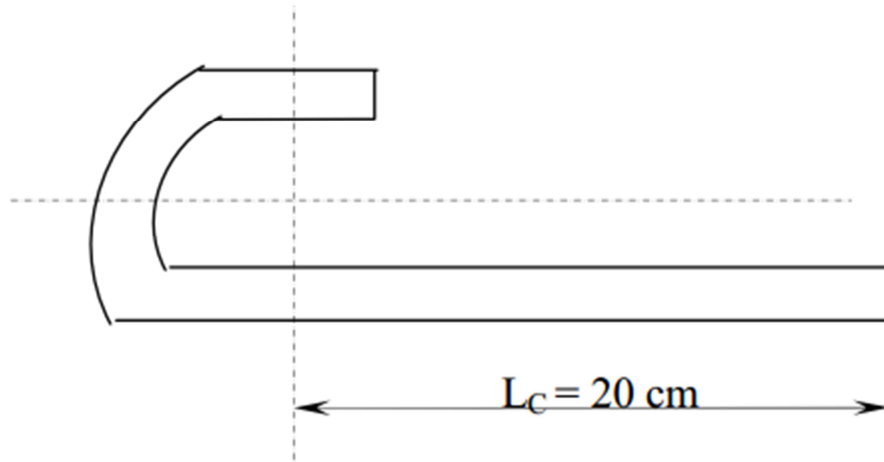
$$L_s = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons } : L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_C = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_C = 20 \text{ cm}$.



III.1.6. Vérifications à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.23 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS} : q_s = G + Q = 5.175 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = 0.72$$

✓ Etat limite de la compression du béton

• En travée

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 ; M_t = 10.42 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.139$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 12.69 \\ \beta_1 = 0,8194 \end{array} \right\} \Rightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{10.42 \times 10^3}{0.8194 \times 18 \times 4.62} = 152.92 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 152.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Vérification de la contrainte dans le béton*

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{12.69} = 0,0788$$

$$\sigma_{bc} = 0,0788 \times 152.92 = 12.05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 12.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• *Aux appuis*

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA 12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

✓ *Vérification de la contrainte dans les aciers*

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \quad \text{Avec : } A_A = 2.26 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 5.99 \text{ kN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 20.31 \\ \beta_1 = 0.8584 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{5.99 \times 10^3}{0.8584 \times 18 \times 2.26} = 171.54 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 171.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Vérification de la contrainte dans le béton*

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20.31} = 0,0492$$

$$\sigma_{bc} = 0,0492 \times 171.54 = 8.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Conclusion

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

✓ Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

✓ Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99)

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.8}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 5.175 \times \frac{4.8^2}{8} = 14.9 \text{ kN.m.}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0,042 < \frac{10.42}{15 \times 14.9} = 0.046 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0,021 > \frac{4.8}{f_e} = \frac{4.8}{400} = 0.012 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0,042 < \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

✓ Calcul de la flèche

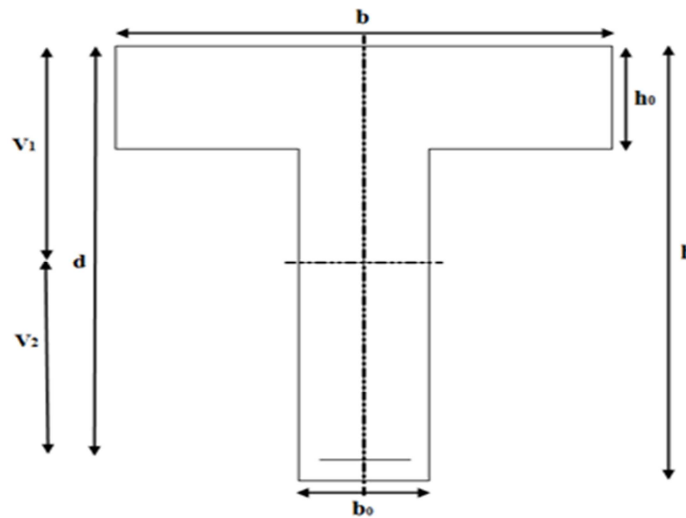


Figure III-9-: Coupe schématique de la poutrelle

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la

nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

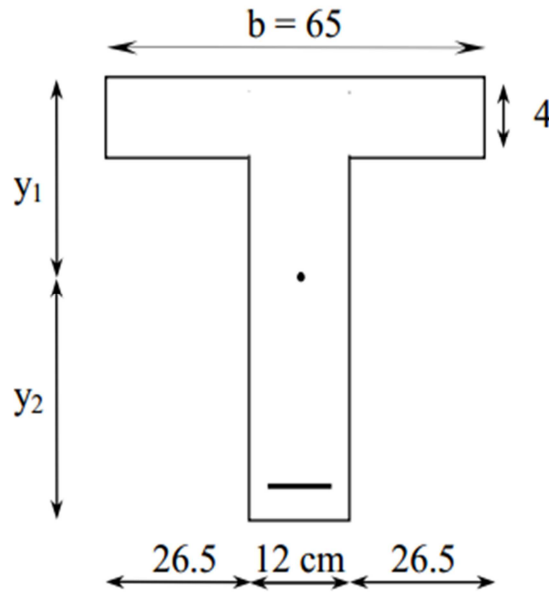
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

➤ Calcul des paramètres :

♣ La position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65-12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4.62 \times 18) \\ &= 4071.4 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$



$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 4.62) = 521.3 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

♣ Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b-b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.81^3 + 12.19^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.81 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 4.62 \times (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23786.45 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.021$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.88$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.021} = 0.78$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 23786.45}{1 + 0.4 \times 0.88 \times 0.78} = 20528.72 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5.175 \times 4.8^2}{10818.865 \times 10^3 \times 20528.72 \times 10^{-8}} = 0.0006 \text{ m} = 0.06 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

$$f = 0.06 \text{ cm} < \bar{f} = 0.96 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Conclusion

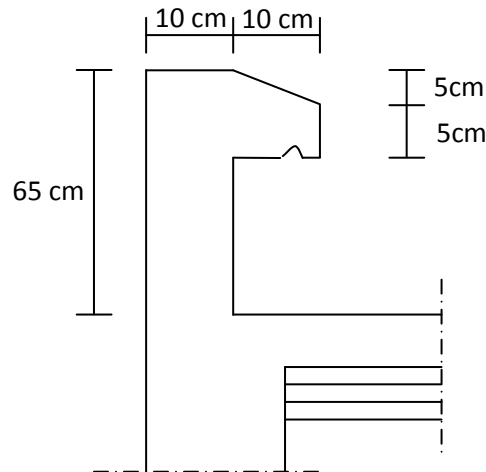
Les conditions sont vérifiées \implies pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes \implies donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : $3HA\ 14 = 4.62cm^2$.
- Aux appuis : $2HA\ 12 = 2.26cm^2$.

III.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, c'est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastrée au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effet (g) du à son poids propre et un effet latéral ($q=1\text{kn/ml}$) du à la main courante, engendrant un moment de renversement (m) dans la section d'encastrement.



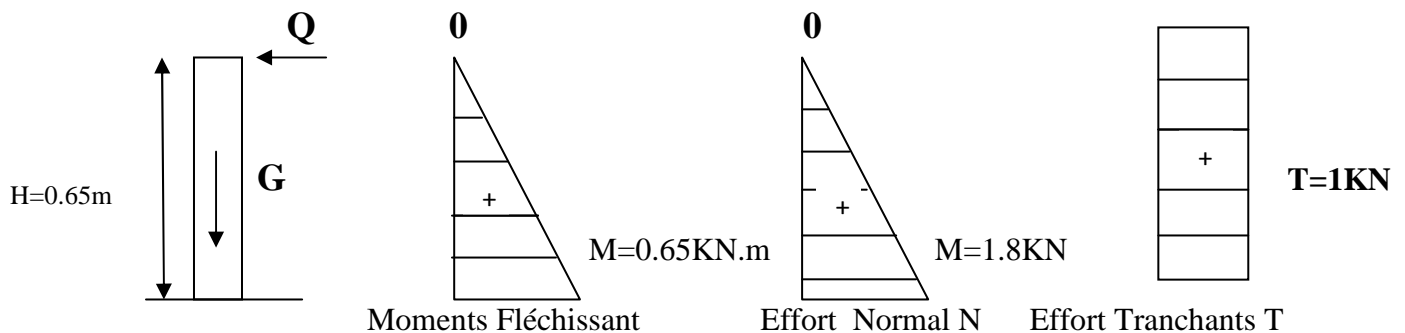
Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 m de largeur.

III.2.1) Calcul des sollicitations

- Poids propre : $g = \rho \cdot s \cdot 1\text{m}$
Avec : ρ : masse volumique du béton
 S : section longitudinale de l'acrotère
 $S = (200 - (\frac{5 \cdot 10}{2})) + (55 \cdot 10) = 725 \text{ cm}^2$
 $S = 0.0725 \text{ m}^2$
 $G = 25[(0,2 \times 0,07) + (0,55 \times 0,1) + (0,2 \times 0,03/2)] 1\text{m}$
 $G = 1,8 \text{ kn/ml}$
- Surcharge due à la poussée latérale Q :
 $Q = 1 \text{ kn/ml}$
- Effort normal du à la poussée latérale T :
 $T = Q \times 1 = 1 \text{ kn (effet tranchant)}$
- Effort normal du au poids propre G :
 $N = G \times 1 = 1,8 \text{ kn}$

- Effort normal du à la surcharge Q :
 $N_q=0$
- Moment de renversement du à G :
 $M_g=0$
- Moment de renversement du à Q :
 $M_q=Q \times h=1 \times 0,65=0,65 \text{ kn/ml.}$

Diagramme des efforts



III.2.2) Combinaisons de charge

$$\text{ELU} : 1,35 G=1,5 Q$$

$$N_u=1,35G=1,35 \times 1,8=2.43 \text{ kn (du à G)}$$

$$M_u=1,5 M_q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ Kn.m}$$

$$T_u=1,5 \times T=1,5 \text{ kn}$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

$$N_s=g=1,8 \text{ Kn}$$

$$M_s=M=0,65 \text{ kn.m}$$

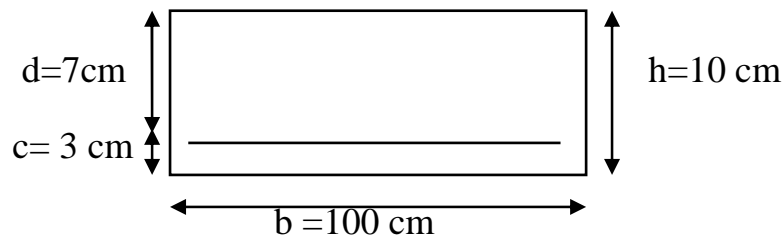
$$T_s=T=1\text{kn}$$

III.2.3) Ferrailage de l'acrotère:

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS:

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M »

Donc ça consiste à l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sans un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures, fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »



A) Calcul de L'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.975}{2.43} = 0.4 \text{ m}$$

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

$e_u > \frac{h}{2} - c \longrightarrow$ le centre de pression cp se trouve à l'extérieure de la section limitée et l'effort normal N est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée (SPC)

Cette section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

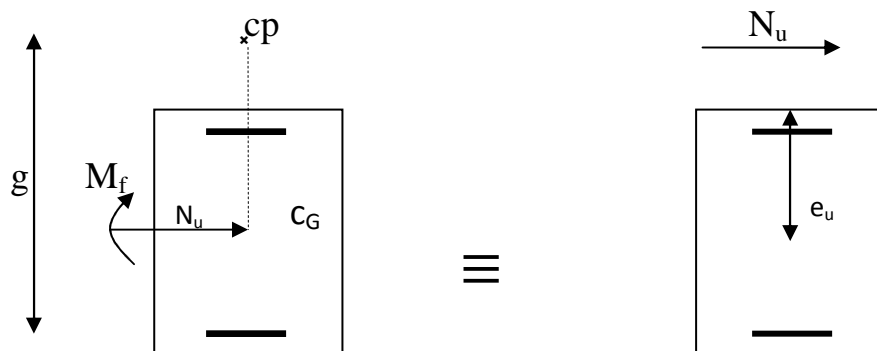


Figure III.10 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

M_u : moment du à la compression

N_u : effort de compression

C_p : centre de pression

e_u : excentricité

Calcul En Flexion Simple :

- Moment fictif : $M_f = N_u \times g$

Avec :

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u - \frac{h}{2} - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.43 \left[0.40 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.923 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.923 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0133$$

$$\mu_b = 0.0133 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0133 \longrightarrow \beta = 0.993$$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \delta_{st}} = \frac{0.923 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

- Armatures réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\delta_{st}} \right) = 0.38 - \left(\frac{2.43 \times 10^3}{348 \times 10^2} \right) = 0.31 \text{ cm}^2$$

B) Vérification**1) Vérification à l'ELU****➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifiée 99)**

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

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times \alpha \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$ la condition n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

→ La section d'acier est : $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ Vérification au cisaillement (Art. A.5.1.211-BAEL91/99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ avec τ_u : contrainte de cisaillement.

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.021 \text{ Mpa} \leq \min \{ 2.5, 4 \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

• **Vérification à l'ELU (Art. A.6.1.3/BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28}$

L'acier utilisé est le FeE400 $\Rightarrow \psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence).

D'où : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

$$\text{Avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum ui}$$

$$\sum ui = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times n \times \pi \times \phi}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 5 \times \pi \times 0.8} = 1.89$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL91.1.2.2) : $L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

➤ **Vérification des espacements des barres (Art. A.4.5.33/BAEL91.modifiée 99)**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) \leq \min(2 \times 9, 25) = 18 \text{ cm}$$

$h = 9 \text{ cm}$ C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** \longrightarrow **Condition vérifiée.**

• **Vérification à l'ELS (Art.6.1.3/BAEL91)**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc nous considérons la fissuration comme étant Préjudiciable . Les aciers sont en FeE400 et de diamètre **8 mm** $\Rightarrow n=1.6$

n : coefficient de fissuration.

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110\sqrt{1.6} \times 2.1 \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.358 \Rightarrow \beta = 0.907$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.65 \times 10^3}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 40.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 40.78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st}$$

$$\beta_1 = 0.907 \Rightarrow k_1 = 38.76 \text{ Et } k = \frac{1}{k_1} = 0.025$$

$$\sigma_{bc} = 0.025 \times 40.78 = 1.05 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il 'ya pas de fissuration dans le béton comprimée.

• Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/Art.6.2.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule : $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas :(zone II_a ,groupe d'uzage2)

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0.3 et 0.8 (**tableau 6-1** du RPA 99/2003) dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 1.7 \text{ Kn/ml}$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7 = 0.816 \frac{\text{KN}}{\text{ML}} < Q = 1 \text{ Kn/ml}$$

Si la condition n'est pas vérifiée on refait les calculs avec la force F_p .

✚ Conclusion

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

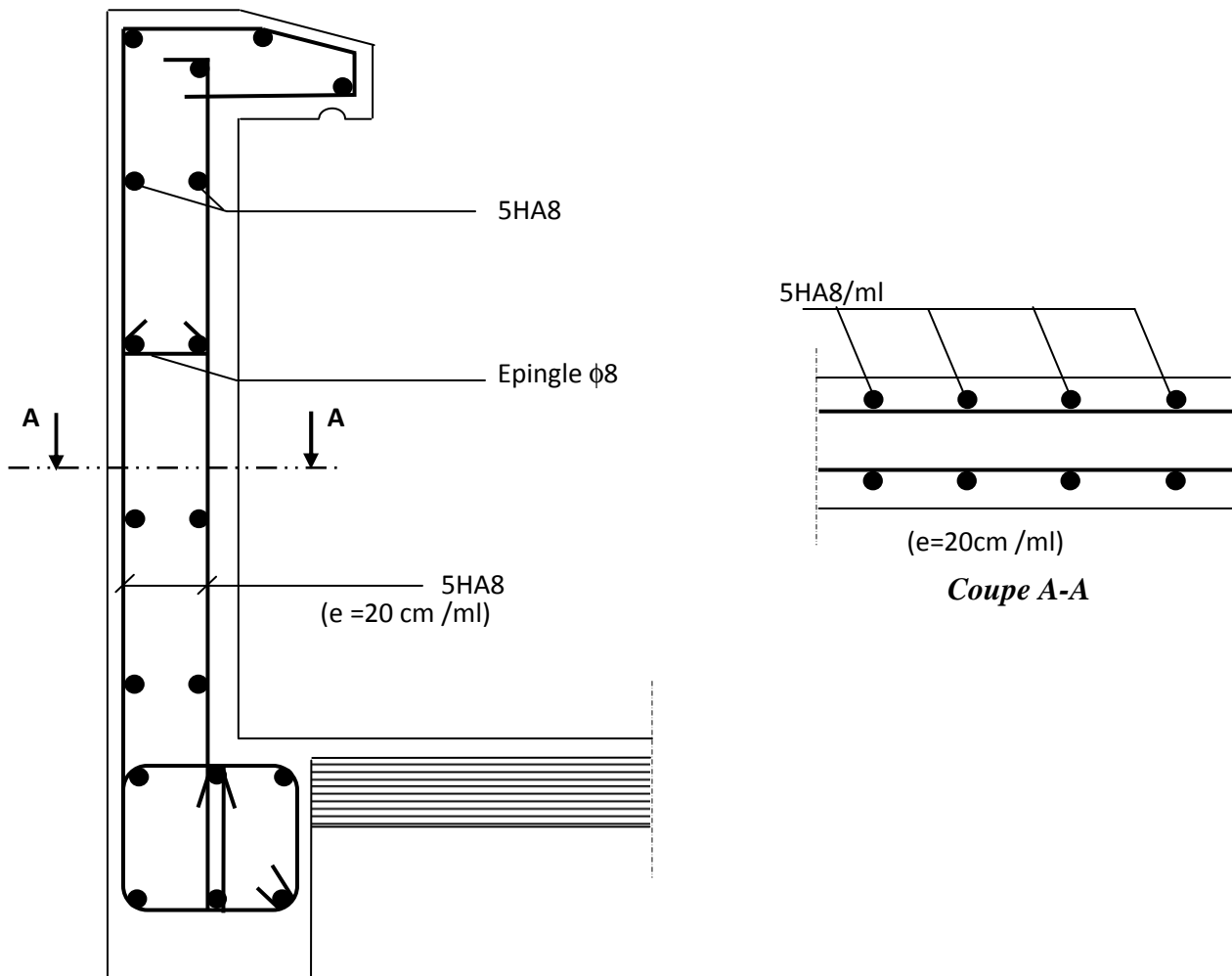


Figure III-11 : Ferrailage de l'acrotère.

III-3) Etude de l'ascenseur

Le bâtiment comprend à une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $[V = 1(m/s)]$, la surface de la cabine est de $[(3.3 \times 4.8)m^2]$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de (9 tonne).

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.

il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale.

L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles : 0,15 ↓

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

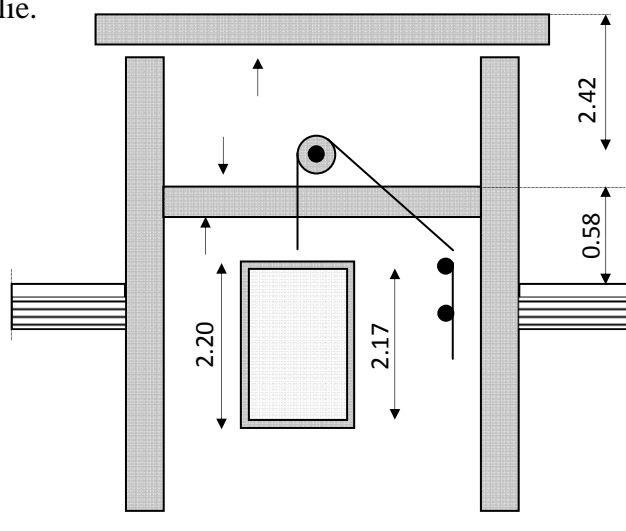


Fig. III-12 : schématisation de la salle machine

III.3.1) Calcul de la dalle pleine

$$\begin{cases} l_x = 3.3m. \\ l_y = 4.8m. \end{cases} \Rightarrow S = 3.3 \times 4.8 = 15.84 (m^2) \quad \rightarrow S = 15.84[m^2].$$

❖ Epaisseur de la dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \rightarrow \rho = \frac{3.3}{4.8} = 0,7 \rightarrow \rho = 0,7.$$

$$\Rightarrow 0,4 < \rho = 0,7 < 1.$$

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

$$h_t \geq \frac{l_x}{30}$$

$$h_t \geq \frac{3.3}{30} = 0,11 \text{ m} = 11 \text{ cm} \rightarrow h_t = 11 \text{ cm} .$$

- Nous avons la limite de RPA minimal qu'est de **12cm** ; on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$.

III.3.2) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion)

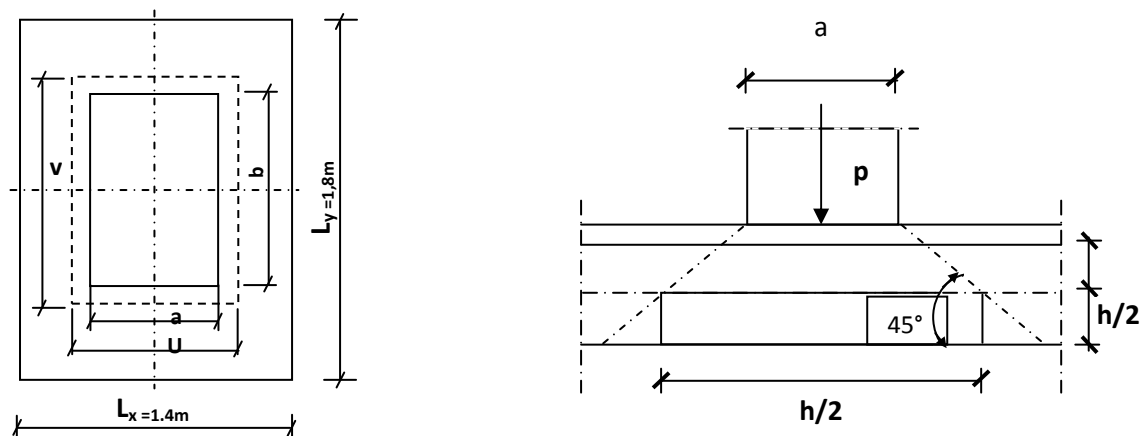


Figure III-13: Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

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

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$) .

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$) .

K : revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$) .

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: Coté du rectangle dans le quelle q est concentrée.

$$\begin{cases} U = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} . \\ V = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} . \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U = 105 \text{ cm} . \\ V = 105 \text{ cm} . \end{cases}$$

❖ Moment du au poids propre de la dalle

Les moments au centre du panneau sont donnés par :

- Sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y M_x$

ELU : $\nu = 0$.

$$\rho = 0,7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 . \\ \mu_y = 0,436 . \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1ml = 4.85 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1 = 8 \text{ KN} \rightarrow q_u = 8[\text{KN/ml}].$$

❖ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y1}^u = \mu_y \cdot M_{x1}^u \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1}^u = 0,0683 \times 8 \times 3.3^2 = 5.95(\text{KN.m}) \\ M_{y1}^u = 0,436 \times 5.95 = 2.6(\text{KN.m}) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x1}^u = 5.95[\text{KN.m}] . \\ M_{y1}^u = 2.6 [\text{KN.m}] . \end{cases}$$

ELS : $\nu = 0,2$.

$$\rho = 0,7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 . \\ \mu_y = 0,585 . \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 (\text{KN/ml}) \rightarrow q_s = 5.85 [\text{KN/m}].$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1}^s = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y1}^s = \mu_y \cdot M_{x1}^s \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x1}^s = 0,0743 \times 5.85 \times 3.3^2 = 4.73 (\text{KN.m}) \\ M_{y1}^s = 0,585 \times 4.73 = 2.77 (\text{KN.m}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x1}^s = 4.73 [\text{KN.m}] . \\ M_{y1}^s = 2.77 [\text{KN.m}] . \end{cases}$$

- **Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :**

$$M_x = P(M_1 + \nu M_2) .$$

$$M_y = P(M_2 + \nu M_1) .$$

Avec : ν : Coefficient de poisson .

$$\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} . \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} . \end{cases}$$

M_1 et M_2 Coefficients donnés en fonction de $\left[\rho, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y}\right]$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{1,8} = 0,7 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{330} = 0,3 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{480} = 0,2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \rho = 0,7 \\ \frac{U}{l_x} = 0,3 \\ \frac{V}{l_y} = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,164 \\ M_2 = 0,118 \end{cases}$$

Avec : $p = 9t = 90\text{KN}$.

➤ **ELU : $\nu = 0$.**

$$\mathbf{q_u} = \mathbf{1,35} \cdot \mathbf{P} \rightarrow q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} \rightarrow q_u = 121,5[\text{KN}].$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x2}^u = 121,5 \times 0,164 = 19,93 \text{ KN} \rightarrow M_{x2}^u = 19,93 [\text{KNm}]. \\ M_{y2}^u = 121,5 \times 0,118 = 14,34 \text{ KN} \rightarrow M_{y2}^u = 14,34 [\text{KNm}]. \end{cases}$$

➤ **ELS : $\nu = 0,2$.**

$$\mathbf{q_s} = \mathbf{P} = 90(\text{KN})$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x2}^s = P_s \cdot (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y2}^s = P_s \cdot (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x2}^s = 90 \times (0,164 + 0,2 \times 0,118) = 16,88(\text{KN} \cdot \text{m}) \\ M_{y2}^s = 90 \times (0,118 + 0,2 \times 0,164) = 13,57(\text{KN} \cdot \text{m}) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{x2}^s = 16,88 [\text{KN} \cdot \text{m}]. \\ M_{y2}^s = 13,57[\text{KN} \cdot \text{m}]. \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

➤ **ELU :**

$$M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u \rightarrow M_x = 5,95 + 19,93 = 25,88(\text{KN} \cdot \text{m}) \rightarrow M_x = 25,88[\text{KN} \cdot \text{m}].$$

$$M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u \rightarrow M_y = 2,6 + 14,34 = 16,94(\text{KN} \cdot \text{m}) \rightarrow M_y = 16,94[\text{KN} \cdot \text{m}].$$

➤ **ELS :**

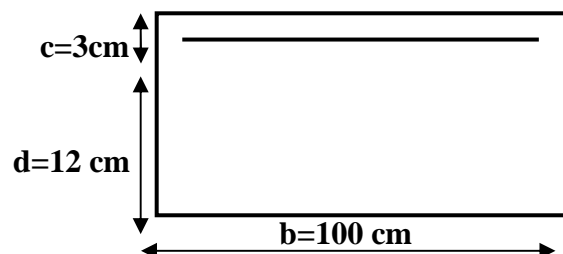
$$M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s \rightarrow M_x = 4,73 + 16,88 = 21,61(\text{KN} \cdot \text{m}) \rightarrow M_x = 21,61 [\text{KN} \cdot \text{m}].$$

$$M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s \rightarrow M_y = 2,77 + 13,57 = 16,34(\text{KN} \cdot \text{m}) \rightarrow M_y = 16,34[\text{KN} \cdot \text{m}].$$

✚ Remarque

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

III.3.4) Ferrailage



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

- **Aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 M_x \rightarrow M_x^a = 0,3 \times 25,88 = 7,76(KN.m) \rightarrow M_x^a = 7,76[KN.m].$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu_b = \frac{7,76 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0380 \rightarrow \mu_b = 0,038 < \mu = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\rightarrow \mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_a = \frac{7,76 \cdot 10^3}{100 \times 12 \times 348} = 0,018(cm^2) \rightarrow A_a = 0,018[cm^2].$$

- **Dans le sens de la petite portée X-X**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_a \rightarrow M_t = 0,85 \times 25,88 = 23 (KN.m) \rightarrow M_t = 23[KN.m].$$

$$\mu_a = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu_a = \frac{23 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,112 \rightarrow \mu_b = 0,112 < \mu = 0,392 S.S.A$$

$$\rightarrow \mu_a = 0,112 \Rightarrow \beta = 0,940.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\gamma_s}} \rightarrow A_t = \frac{23 \cdot 10^3}{0,940 \times 12 \times 348} = 5,86(cm^2) \rightarrow A_t = 5,86[cm^2].$$

Soit : $7HA12 = 7,92 [cm^2]$. avec: $S_t = 15(cm)$.

➤ **Dans le sens de la grande portée Y-Y**

• **En travée**

$$M_t = 0,85 M_y \rightarrow M_t = 0,85 \times 16,94 = 14,4 \text{ (KN.m)} \rightarrow M_t = 14,4 \text{ [KN.m]}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu_b = \frac{14,4 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,07 \rightarrow \mu_b = 0,07 < \mu = 0,392 \text{ S.S.A}$$

$$\rightarrow \mu_b = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,9965 .$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_t = \frac{14,4 \cdot 10^3}{0,9965 \times 12 \times 348} = 3,46 \text{ (cm}^2\text{)} \rightarrow A_t = 3,46 \text{ [cm}^2\text{]} .$$

Soit: 4HA12 = 4.52[cm²]. Avec : S_t = 20(cm).

III-3-5) Vérification à l'ELU

III.5.1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$W_x \geq W = W_0(3 - \rho)/2$$

Avec :

$W_0 = 0.0008$ Pour des barres à haute adhérence de classe FeE400

W_0 : Taux de pourcentage d'aciers minimal règlementaire.

W_x : Taux de pourcentage d'aciers égal au rapport de la section d'armatures minimale d'une direction donnée à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{S}$$

$$W \geq 0.0008 \times \frac{3-0.8}{2} = 0.00088$$

Armatures suivant (x-x)

$$W_x \geq 0.00088 \Rightarrow \frac{A_{min}}{S} \geq 0.00088$$

$$A_{min} \geq 0.00088 \times S = 0.00088 \times 15 \times 100 = 1.32$$

$$A_t = 7.92 \geq A_{min} = 1.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée dans le sens X-X}$$

Armatures suivant (y-y)

$$W_y \geq W_0 = 0.0008$$

$$W_y = \frac{A_{min}}{S} \geq W_0$$

$$A_{min} = W_0 \times S = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.52 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition Vérifiée dans le sens y-y

✚ Conclusion

La condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens.

III.5.2) Diamètre maximal des barres (Art A-7-21 BAEL91)

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15(\text{mm})$.

$\phi = 12(\text{mm}) < \phi_{max} = 15(\text{mm}) \rightarrow$ La condition vérifiée .

III.5.3) Espacements des armatures

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentré.

- **Armatures inférieures (sens X)**

$$S_t \leq \min\{2h, 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 15[\text{cm}] \leq \min\{30\text{cm}, 25\text{cm}\} = 25[\text{cm}]$$

\Rightarrow condition vérifiée .

- **Armatures supérieures (sens-Y)**

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 20[\text{cm}] \leq \min\{45\text{cm}, 33\text{cm}\} = 25[\text{cm}].$$

\Rightarrow condition vérifiée .

III.3.5.4) Vérification au poinçonnement

On admet qu' aucune armature transversal n'est nécessaire si la condition de non poinçonnement est vérifiée :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

μ_c : périmètre du contour de l'airesur lequel agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle .

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4.2 \rightarrow \mu_c = 4.2 .$$

$$. \bar{Q}_u = \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472.5(\text{KN}) \rightarrow \bar{Q}_u = 472.5[\text{KN}] .$$

$Q_u = 121,5 [KN] < \bar{Q}_u = 472,5 [KN] \Rightarrow$ La condition est vérifiée (pas besoin des armatures transversal).

III.3.5.5.) Contraintes tangentielles

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma b}$

Au milieu de L_y

$$\Rightarrow T_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} \text{ avec : } P = 1,35 \times G = 121,5 \text{ kN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,8 + 1,4} = 24,3 \text{ kN}$$

Au milieu de L_x

$$\Rightarrow T_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,8} = 22,5 \text{ kN}$$

$$T_u \text{ max} = 24,3 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{24,3 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,2025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2025 < \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

III-3-6) Vérification à l'ELS

✓ En travée

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x \rightarrow M_x^t = 0,85 \times 21,61 = 18,36 (KN.m) \rightarrow M_x^t = 18,36 [KN.m].$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y \rightarrow M_y^t = 0,85 \times 16,34 = 13,88 (KN.m) \rightarrow M_y^t = 13,88 [KN.m].$$

✓ Aux appuis

$$M_x^a = 0,3 \cdot M_x \rightarrow M_x^a = 0,3 \times 21,61 = 6,48 (KN.m) \rightarrow M_x^a = 6,48 [KN.m].$$

$$M_y^a = 0,3 \cdot M_y \rightarrow M_y^a = 0,3 \times 16,34 = 4,9 (KN.m) \rightarrow M_y^a = 4,9 [KN.m].$$

a) Ferrailage

- Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu_b = \frac{6.48 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,03 \rightarrow \mu_b = 0,03 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \mu_b = 0,03 \quad \rightarrow \beta = 0,786 .$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} \rightarrow A_a = \frac{6.48 \cdot 10^3}{0,786 \times 12 \times 348} = 1.57(\text{cm}^2) \rightarrow A_a = 1.57[\text{cm}^2] .$$

➤ Dans le sens de la petite portée (X-X)

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} \rightarrow \mu_b = \frac{18.36 \cdot 10^3}{100 \times 14,2 \times 12^2} = 0.09 \rightarrow \mu_b = 0,09 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \mu_b = 0,09 \quad \rightarrow \beta = 0,726 .$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_t = \frac{18.36 \cdot 10^3}{0,726 \times 12 \times 348} = 4.41(\text{cm}^2) \rightarrow A_t = 4.41[\text{cm}^2] .$$

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

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} \rightarrow \mu_b = \frac{13.88 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,06 \rightarrow \mu_b = 0,06 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,06 \quad \rightarrow \beta = 0.746 .$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_t = \frac{13.88 \cdot 10^3}{0,746 \times 12 \times 348} = 3.33(\text{cm}^2) \rightarrow A_t = 3.33[\text{cm}^2] .$$

✚ Conclusion

Les armatures trouvées à l'ELS sont inférieures à celle adoptées à l'ELU, donc le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

b) Contrainte de compression dans le béton

- **Aux appuis :** $M_a = 6.48[KN.m]$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15[Mpa].$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 1.57}{100 \times 12} = 0,13 \rightarrow \rho_1 = 0,13.$$

$$\Rightarrow K_1 = 68.33 \rightarrow \beta = 0,940.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta.d.A_a} \rightarrow \sigma_s = \frac{6.4810^6}{0,940 \times 120 \times 1.5710^2} = 365.9(Mpa) \rightarrow \sigma_s = 365.9[Mpa].$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s.K \rightarrow \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot \frac{1}{K_1} \rightarrow \sigma_{bc} = 365.9 \times \frac{1}{68.33} = 5.35(Mpa) \rightarrow \sigma_{bc} = 5.35[Mpa].$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.35[Mpa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[Mpa] \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ Sens (X-X)

- **En travée :** $M_t = 18.36[KN.m]$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15[Mpa].$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 4.41}{100 \times 12} = 0.368 \rightarrow \rho_1 = 0,368.$$

$$\Rightarrow K_1 = 38.19 \rightarrow \beta = 0,906. \quad \sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_a} \rightarrow \sigma_s = \frac{18.36 \cdot 10^6}{0,906 \times 120 \times 4.4110^2} =$$

$$382.93(Mpa) \rightarrow \sigma_s = 382.93[Mpa].$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s.K \rightarrow \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot \frac{1}{K_1} \rightarrow \sigma_{bc} = 382.93 \times \frac{1}{38.19} = 10.02(Mpa) \rightarrow \sigma_{bc} = 10.0[Mpa].$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 10.02[Mpa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[Mpa] \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ Sens (Y-Y)

- **En travée :** $M_t = 13.88 [KN.m]$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15[Mpa].$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 3.33}{100 \times 12} = 0,275 \rightarrow \rho_1 = 0,275.$$

$$\Rightarrow K_1 = 45.25 \rightarrow \beta = 0,917. \quad \sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_t} \rightarrow \sigma_s = \frac{13.8810^6}{0,917 \times 120 \times 3.33 \cdot 10^2} =$$

$$378.78(Mpa) \rightarrow \sigma_s = 378.78[Mpa].$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K \rightarrow \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot \frac{1}{K_1} \rightarrow \sigma_{bc} = 378.78 \times \frac{1}{45.25} = 8.37(\text{Mpa}) \rightarrow \sigma_{bc} = 8.37[\text{Mpa}] .$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.37[\text{Mpa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{Mpa}] \rightarrow \text{Condition est vérifiée} .$$

c) Etat limite de déformation

Dans le cas de la dalle appuyé sur les côtés, on peut se dispenser du calcul de flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{xt}}{20 \cdot M_x} \\ \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{330} = 0.045 \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} = \frac{18.36}{20 \times 6.48} = 0.014 .$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0,003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 .$$

\Rightarrow *La flèche est vérifiée* .

Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- **Sens (X-X) et sens (Y-Y)**

Pour le lit inférieur : 7HA12/ml avec espacement de 15cm.

Pour le lit supérieur : 4HA12/ml avec espacement de 20 cm.

III.4) Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

- escalier à trois volés avec deux paliers intermédiaires

• Terminologie

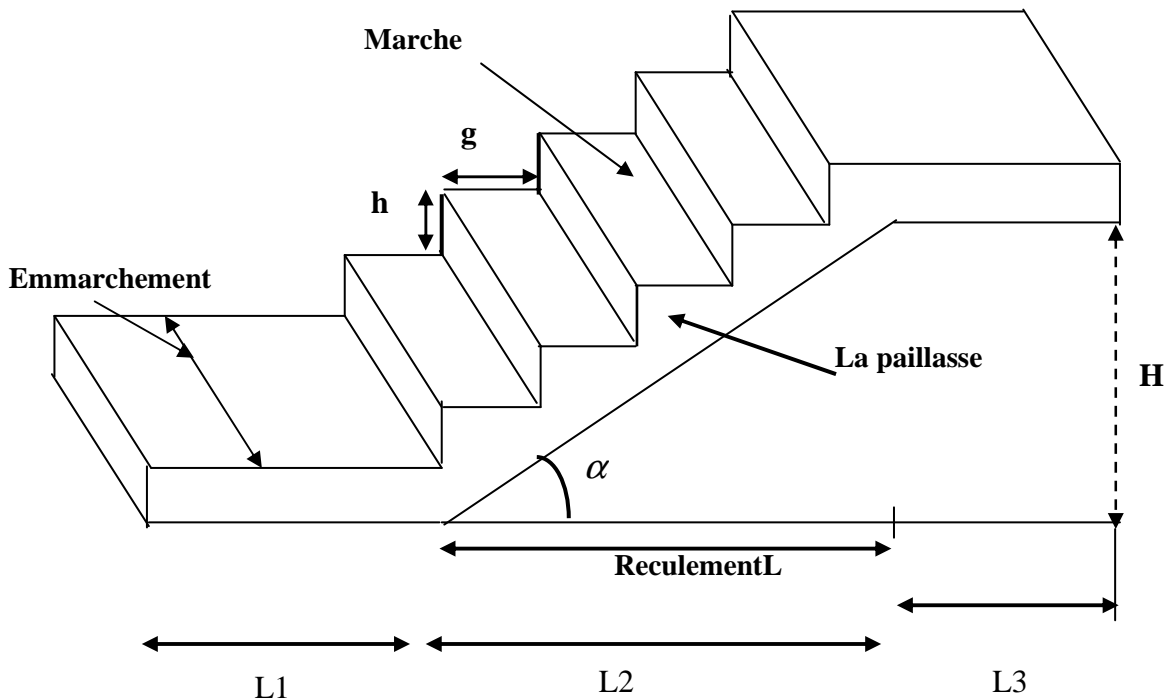


Fig III-13 Terminologie de l'escalier

- Marche

c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur **g (giron)**

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : **n** : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

- **Contremarche « h »**

c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

- **L'emmarchement**

représente la largeur(W)de l'escalier.

Maison individuelle : $W \geq 80 \text{ cm}$

Bâtiment collectif : $W \geq 120 \text{ cm}$

- **Palier intermédiaire ou de repos L_p**

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$

- **Paillasse**

dalle inclinée supportant les marches.

- **La Volée**

C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

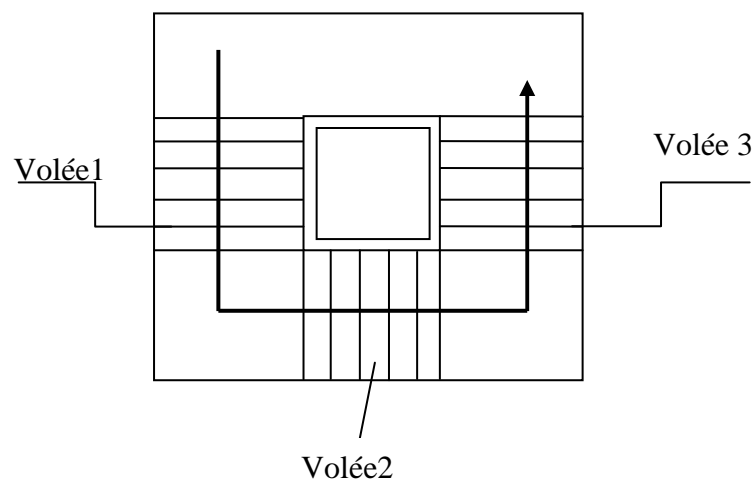
- **Reculement (L)**

Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.

- **Revêtement de l'escalier**

Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol.....

- **Présentation schématique**



- **Pré dimensionnement de l'escalier**

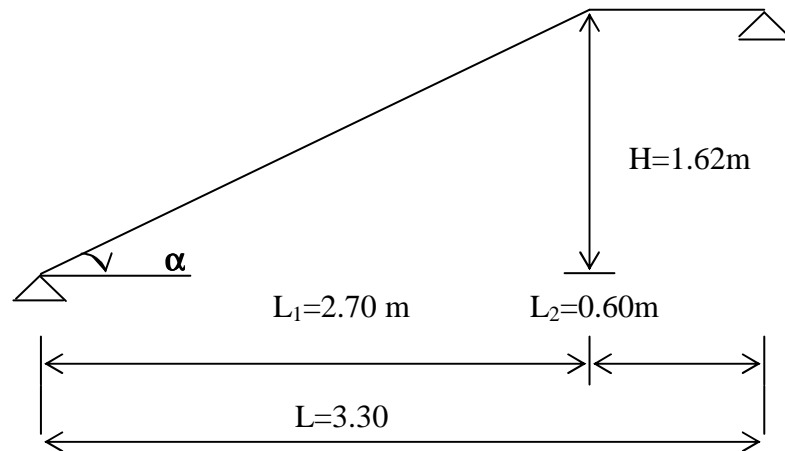


Fig III-14 Présentation schématique des escaliers

- **Pré dimensionnement des marches**

Le pré dimensionnement des d'escalier consiste à déterminer :

- ✓ Le nombre des marches (n).
- ✓ La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- ✓ L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

a) Calcule de n, h et g

La hauteur de la marche h :

On a $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ → on prend **$h=18 \text{ cm}$ et $g=30 \text{ cm}$**

Nombre de marches n:

Pour le RDC $H=4.14$

Alors : $n=H/h=414/18=23$

On a trois volées et deux palier intermédiaires

La 1^{er} et la 3^{eme} volée :

Nombre de contre marches : $n=H/h=162/18=9$

La 2^{eme} volée :

Nombre de contre marches : $n=H/h=90/18=5$

On prend $n=9$ contre marches

Le nombre de marche est pris comme suite $m=n-1=9-1=8$ marches

- **Pré dimensionnement de la paillasse et de palier de repos**

$$H=18*9=162$$

$$L_1=9*30=270$$

$$L_2=L-270=330-270=60$$

- **La pente de l'escalier est :**

$$t_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0.6 \text{ donc } \alpha = 30.96^\circ$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$L = \frac{L_1}{\cos 30.96} = 3,14 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la dalle :**

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec } L_0 : \text{portée entre nus d'appuis}$$

$$L_0 = 314 + 60 = 374$$

$$\frac{374}{30} \leq e_p \leq \frac{374}{20} \quad 12.47 \leq e_p \leq 18.17$$

Soit $e_p = 15 \text{ cm}$.

- **Détermination des sollicitations**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et on considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Charge permanentes et surcharges d'exploitation

❖ Charges permanentes

➤ Paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,18 \times 1}{\cos(30.96)} = 5.25 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,18}{2} \times 1 \text{ m} = 2,25 \text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements : carrelage, mortier de pose, couche de sable, enduit de ciment garde corps

$$G_r = (0.44 + 0.4 + 0.36 + 0.27 + 0.3) \times 1 \text{ m} = 1.77 \text{ kN/ml}$$

-La charge totale du la paillasse : $5.25 + 2.25 + 1.77 \dots \dots \dots \mathbf{G_t = 9.27 \text{ KN/ml}}$

➤ **Palier**

Poids propre du palier : $25 \times 0,18 \times 1 = 4.5$ KN/ml

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.36 + 0.44 + 0.4 + 0.27 = 1.47$ KN/ml

La charge totale du palier : $G_t = 4.5 + 1.47 = 5.97$ N/ml

- **Surcharge d'exploitation**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR BC,2.2 est :

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

• **Combinaison des charges et surcharges**

- **Etat limite ultime : ELU**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9.27 + 1,5 \times 2,5 = 16.26 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5.97 + 1,5 \times 2,5 = 11.81 \text{ KN/ml}$$

- **Etat limite de service**

$$\text{Palier : } q_{s1} = (G+Q) = (5.97+2.5) \times 1 \text{ m} = 8.47 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Pallasse : } q_{s2} = (G+Q) = (9.27+2.5) \times 1 \text{ m} = 11.77 \text{ kN/ml}$$

- **L'ELU**

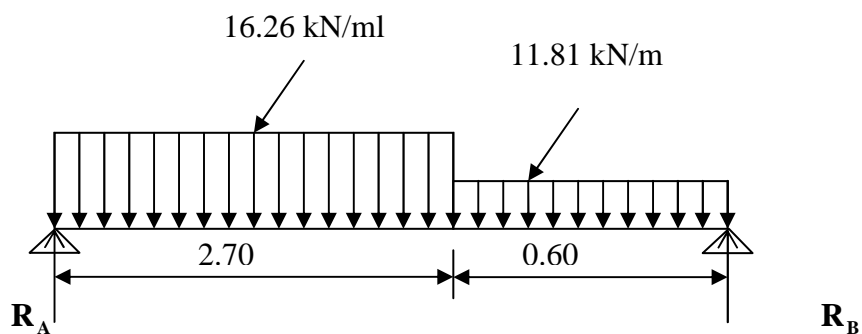


Schéma statique à l'ELU

Calcul des efforts internes

- Réaction d'appuis

D'après les formules de la RDM

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (16.26 \times 2.70) + (11.81 \times 0.6) = 51 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 51 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A = 0 ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow -33.84 \times 1.01 - 17.22 \times 2.71 + 3.3 R_B = 0$$

Donc: $R_B = 24.5 \text{ kN}$

$$R_A = 26.5 \text{ kN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

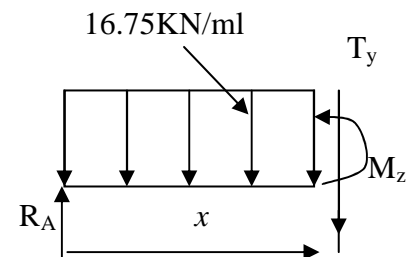
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.70 \text{ m}$

$$T_y = -16.26x + 26.5$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = 26.5 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -17.4 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 2.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -16.26 \frac{x^2}{2} + 26.5x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 12.3 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2.7 \text{ m} \end{cases}$$



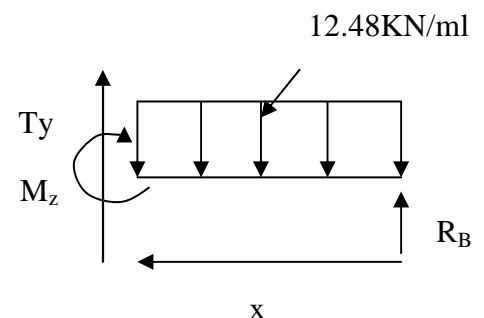
2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 0.6 \text{ m}$

$$T_y = 11.81x - 24.5$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -24.5 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = -17.41 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0.6 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.81 \frac{x^2}{2} + 24.5x$$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = 12.6 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 0.6 \text{ m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.81x + 24.5 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.07\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.07\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -11.81 \frac{2.07^2}{2} + 24.5 (2.07)$$

$$M_z^{max} = 25.4\text{kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{max} = -7.62 \text{ kN.m}$

- en travées : $M_t = 0,85 M_z^{max} = 21.6\text{kN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

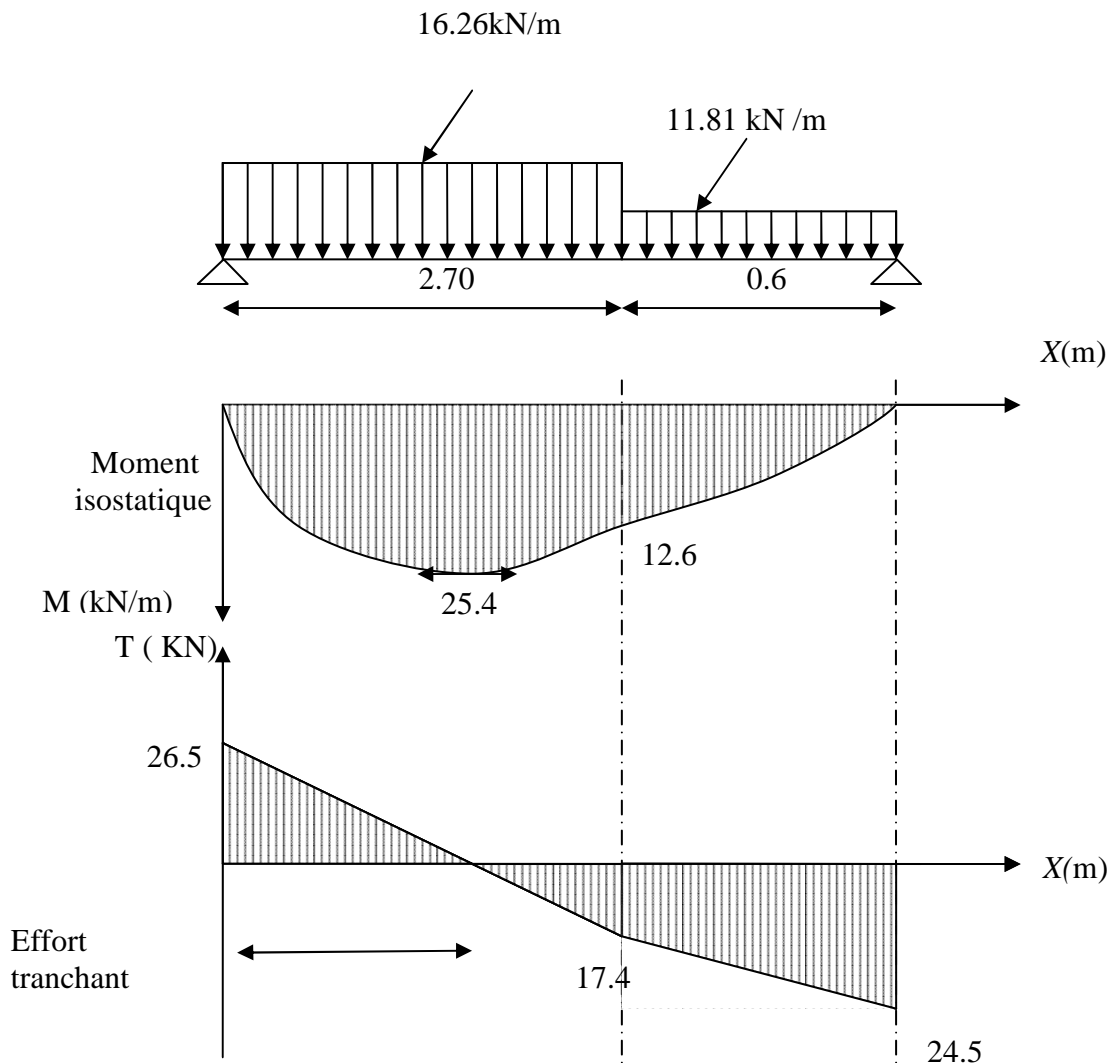
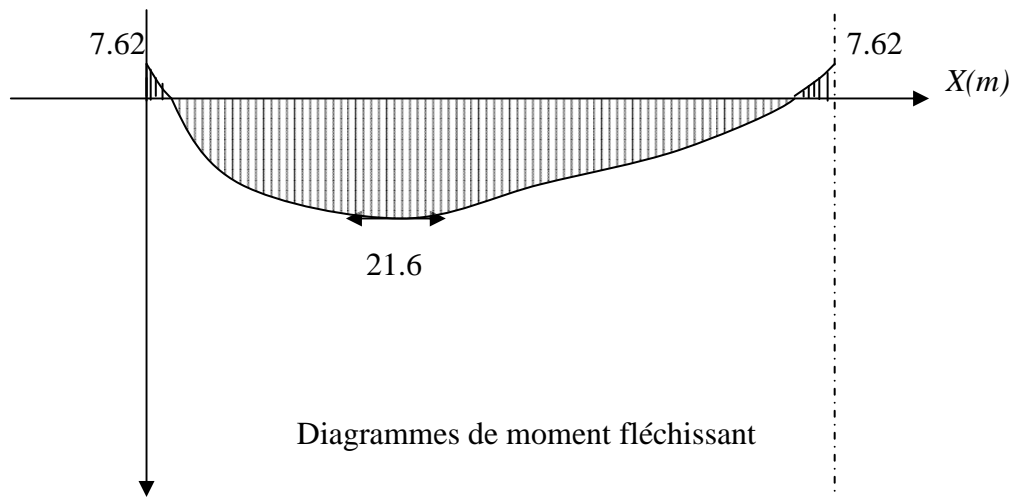


Diagramme des efforts internes à l'ELU



- Calcul des armatures

❖ Aux appuis :

$$M_a = 7.62 \text{ kN.m}$$

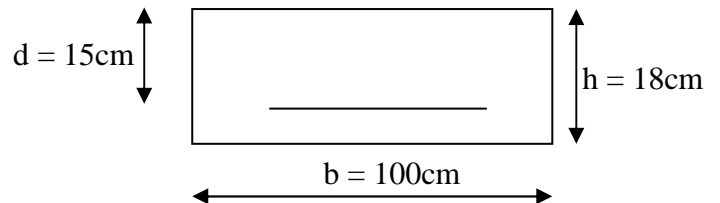
A) Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.62 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_r = 0.392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.022 \Rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.62 \times 10^3}{0.989 \times 15 \times 348} = 1.47 \text{ cm}^2$$



On opte pour : **4HA12** ($A_a = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

B) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10** ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 25 cm

❖ En travées :

$$M_t = 21.6 \text{ kN.m}$$

A) Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.6 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,06 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (**S.S.A**)

$$\mu_a = 0,06 \Rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.6 \times 10^3}{0,969 \times 15 \times 348} = 4.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12** ($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

B) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10** ($A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU**1) Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**

- En travées : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée.**

❖ Espacement des barres**a) Armatures principales**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ }
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$ } $\leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ **La condition est vérifiée.**

b) Armatures de répartition

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$ }
 - En travées : $e = 25\text{cm}$ } $\leq \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

2) Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{\text{umax}} = 26.5\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{26.5 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,176\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,176\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{26,5 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 10 \times 15,07} = 1,30\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,30\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

• Ancrage des armatures aux appuis

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit $l_s = 43 \text{ cm}$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.

$L_c = 0,4l_s = 17.2 \text{ cm}$, donc on prend: **$L_c = 18 \text{ cm}$**

4) Influence de l'effort tranchant sur le béton

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4.a.b.f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9.d$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 15 \times 100 \times 25 / 1,5 = 9000 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 26.5 \text{ KN} < T_u = 9000 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures aux appuis

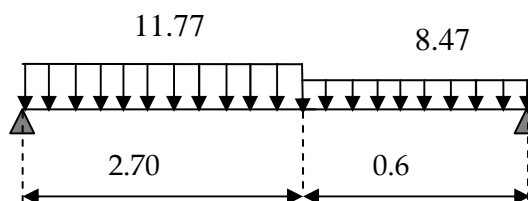
$$A_u = \frac{T_u + \frac{Ma}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{26.5 \times 10^3 + \frac{7.62 \times 10^5}{0.9 \times 15}}{348 \times 10^4} = 0.023 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.32 \geq A_u = 0.023 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6) Calcul à l'E.L.S

Palier: $q_{s1} = 8.47 \text{ KN/ml}$

Palliasse: $q_{s2} = 11.77 \text{ KN/ml}$



D'après les formules de la RDM

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (11.77 \times 2.70) + (8.47 \times 0.6) = 36.9 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 36.9 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \quad ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow -24.52 \times 1.01 - 12.37 \times 2.71 + 3.3 R_B = 0$$

Donc: $R_A = 19.24 \text{ KN}$

$$R_B = 17.66$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

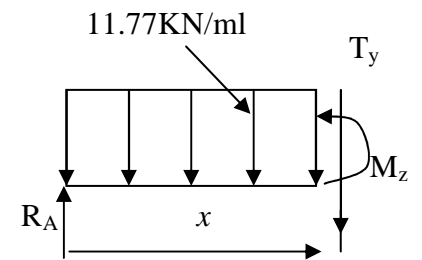
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.70 \text{ m}$

$$T_y = -11.77x + 19.24$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = 19.24 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -12.54 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 2.70 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.77 \frac{x^2}{2} + 19.24x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 9.05 \text{ kN.m} & \longrightarrow & \text{pour } x = 2.70 \text{ m.} \end{cases}$$



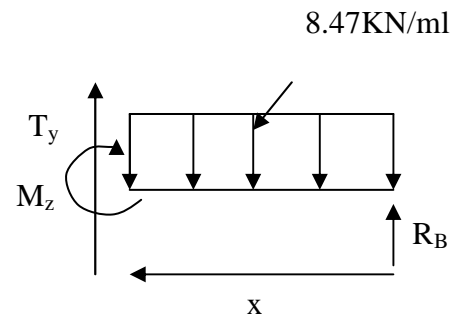
2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 0.6 \text{ m}$

$$T_y = 8.47x - 17.66$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -17.66 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = -12.6 \text{ kN} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0.6 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -8.47 \frac{x^2}{2} + 17.66x$$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ kN.m} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = 9.07 \text{ kN.m} & \longrightarrow & \text{pour } x = 0.6 \text{ m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 8.47x - 17.66 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.08\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.08\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -8.47 \frac{2.08^2}{2} + 17.66 (2.08)$$

$$M_z^{max} = 18.41 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z^{max} = -5.52 \text{ kN.m}$

- en travées : $M_t = 0,85 M_z^{max} = 15.65 \text{ kN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

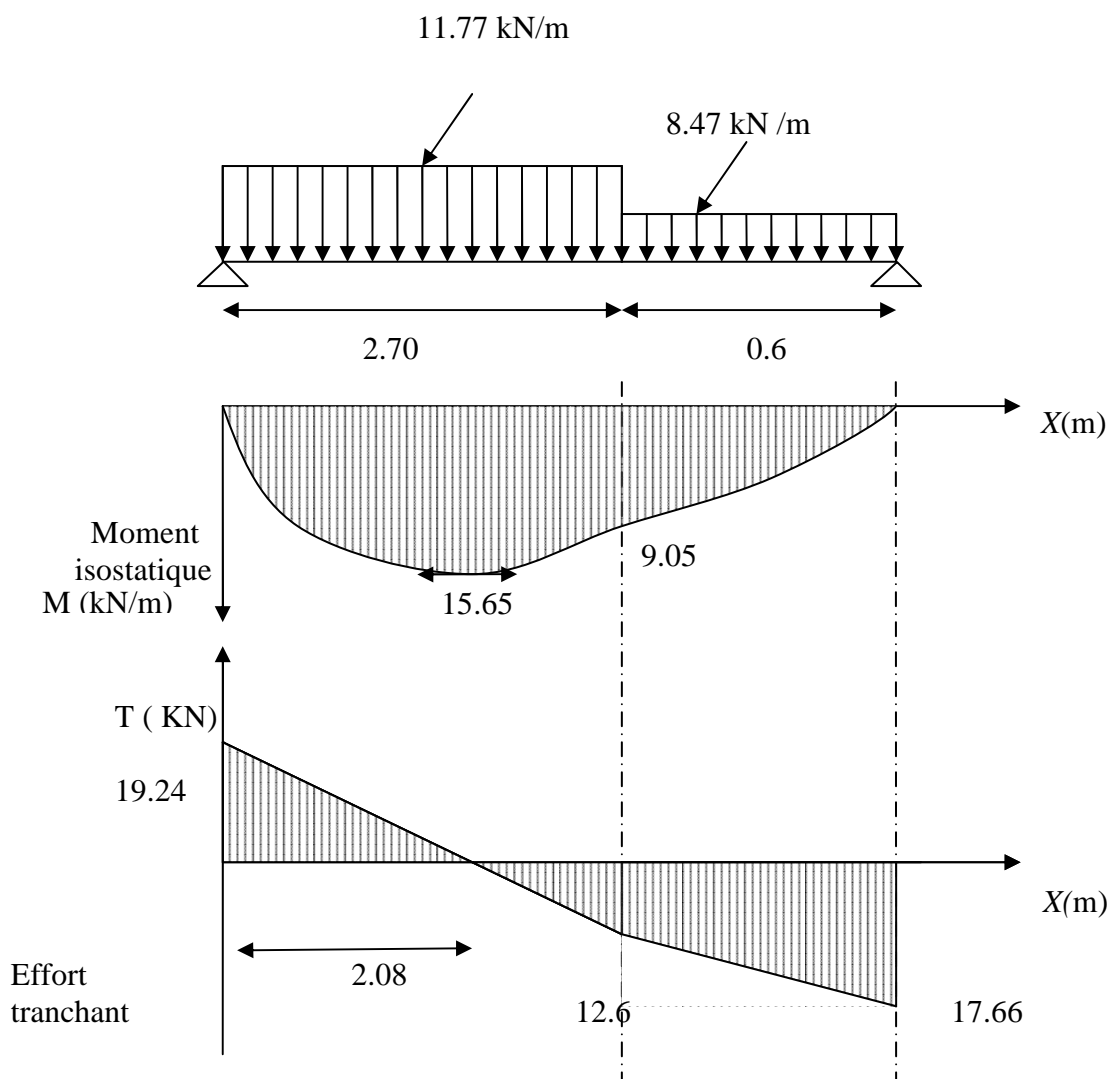
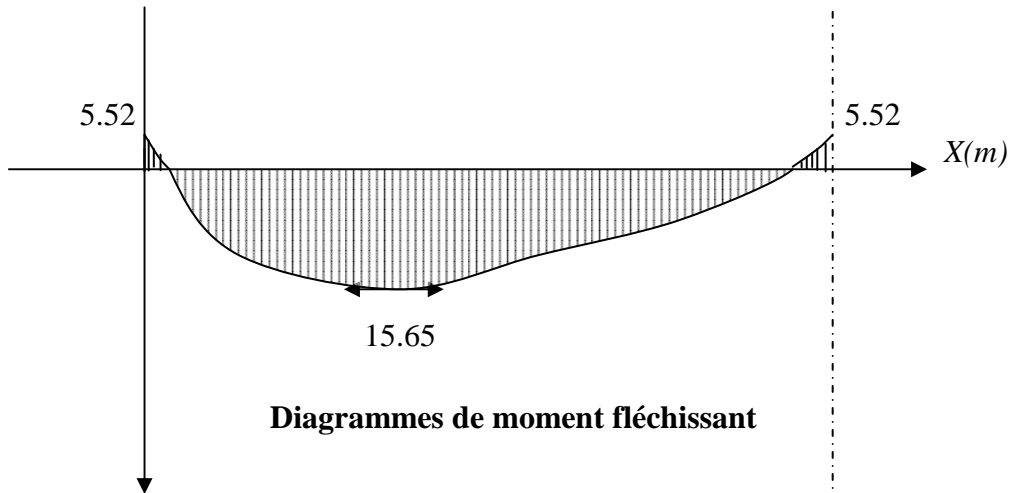


Diagramme des efforts internes à l'ELS



Vérification à l'ELS

1) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

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

- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 15} = 0.301$$

$$\rho = 0.301 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow \alpha_1 = 0.258 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0.258 \Rightarrow K = 0.023$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{15.65 \times 10^3}{4.52 \times 0.914 \times 15} = 252.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0.023 \times 252.54 = 5.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux appuis : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 15} = 0.307$$

$$\rho = 0.307 \Rightarrow \beta_1 = 0.913, \alpha_1 = 0.261 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.261 \Rightarrow K = 0.0235$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5.52 \times 10^3}{4.52 \times 0,913 \times 15} = 89.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0235 \times 89.17 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \text{ condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche**

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,18}{3,3} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,18}{3,3} = 0,055 < \frac{15.65}{10 \times 16.2} = 0.096 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15} = 0,0037 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

❖ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

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

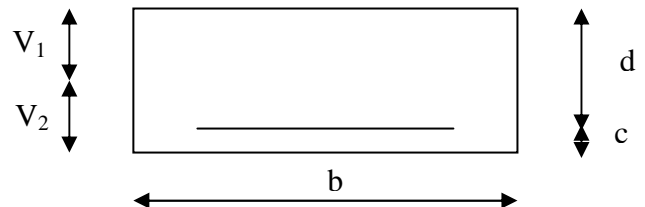
$$q_s = \max \{ 11.77 \text{ KN/ml}, 8.47 \text{ KN/ml} \} = 11.77 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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



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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 9.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.8 = 8,20 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(\overline{9.80^3} + \overline{8.20^3} \right) + 15 \times 4.52 (8.20 - 2)^2$$

$$I = 4750.35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (11.77 \times 3.3^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 4750.35 \times 10^{-8}} = 0.23$$

$$f < \overline{f} = 330/500 = 0.66 \text{ cm} \Rightarrow \quad \text{La Condition est vérifiée}$$

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

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

III.5: Calcul de la poutre palière

Introduction

C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémités.

III.5.1 Pré dimensionnement

a-Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 480\text{cm} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32\text{cm} \leq h_t \leq 48\text{ cm}$$

.Soit $h_t = 35\text{cm}$.

b-Longueur

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où } 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$$

Soit $b = 22\text{cm}$.

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

- $b \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots 22 \geq 20\text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35/22 = 1,59 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée.}$

III.5.2. Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,22 \times 0,35 = 1,92\text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5\text{ KN/m}$

▪ L'effort tranchant à l'appui B

est calculé dans l'étude d'escaliers.

$$\text{ELU : } T_{UB} = 23,77\text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } T_{SB} = 17,14\text{KN.}$$

❖ **Calcul à l'ELU**➤ **combinaison de charges**

Le calcul se fera pour 1ml de longueur

$$q_u = 1,35 G + \frac{T_{UB}}{L} = (1,35 \times 1,92) + \frac{(23,77)}{1} = 26,36 \text{ KN / ml}$$

➤ **Calcul du moment et l'effort tranchant**

Moment isostatique :

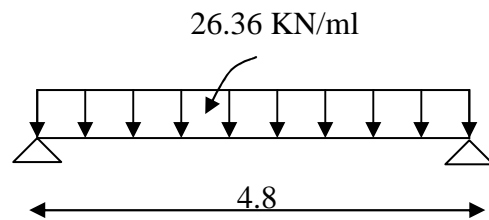
$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{26,36 \times 4,8^2}{8} = 75,91 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 75,91 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{26,36 \times 4,8}{2} = 63,26 \text{ KN}$$

$$T_u = 63,26 \text{ KN}$$

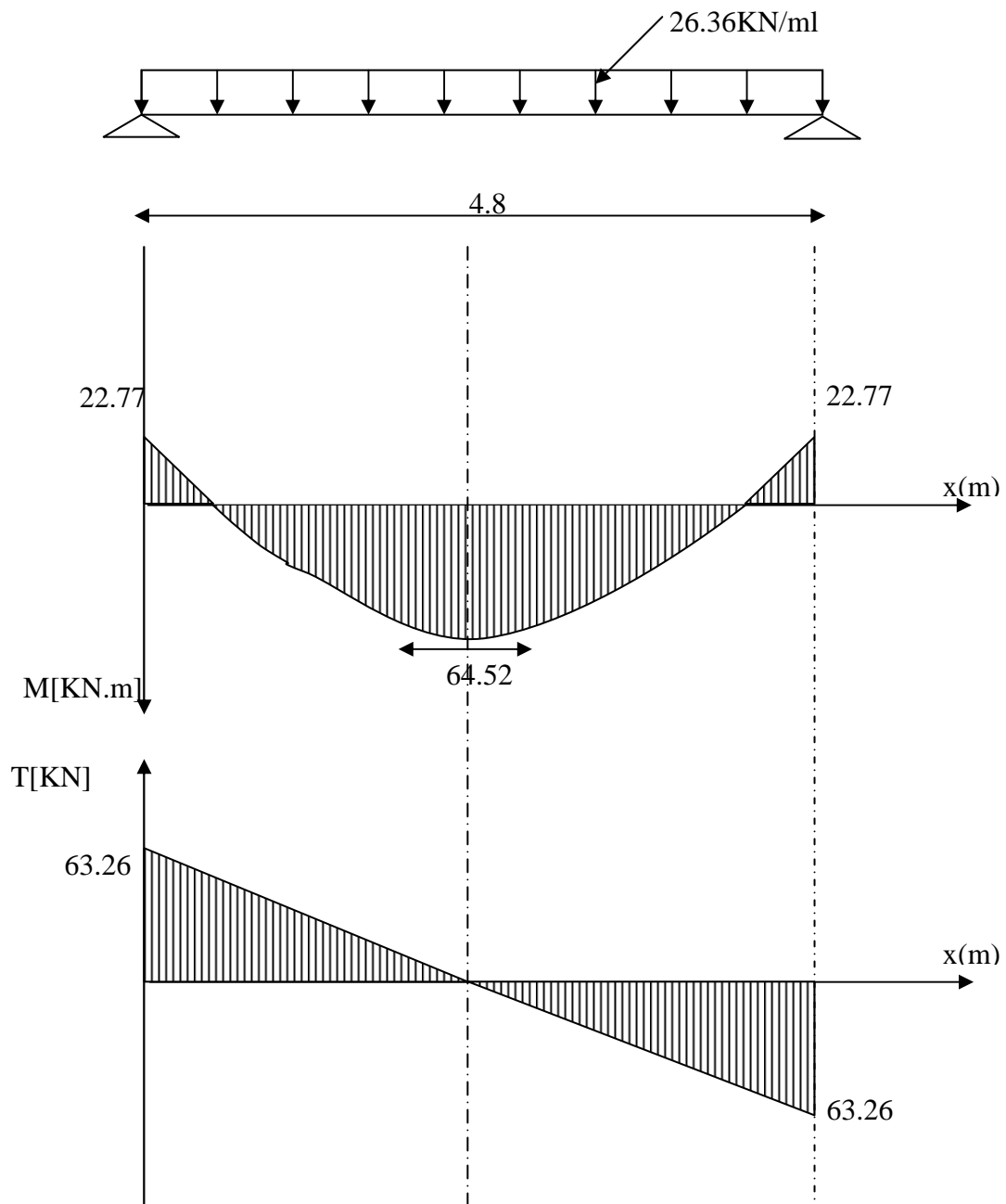


En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3.M_u = -22,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85.M_u = 64,52 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant



III.5.3. Ferrailage a L'ELU

- **En travées :** $h = 35 \text{ cm}$; $d = 33 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 22 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{64.52 \times 10^6}{220(330)^2 14,2} = 0.190$$

$\mu_t = 0.190 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,190 \Rightarrow \beta_1 = 0,894$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{64.52 \times 10^5}{0.894 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 6.28 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 5\text{HA } 14 = 7.7 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22.77 \times 10^6}{220(330)^2 14.2} = 0.066$$

$\mu_t = 0.066 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_t = 0.066 \Rightarrow \beta_1 = 0.966$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{22.77 \times 10^5}{0.966 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 2.05 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3\text{HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

 **N.B**

D'après l'article 7.5.2.1 du R.P.A, le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 22 \times 35}{100} = 3.85 \text{ cm}^2 .$$

$8.04 + 6.15 = 14.19 \text{ cm}^2 > 3.85 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

III.5.4. Vérification a L'ELU

- **Condition de non fragilité :BAEL 91 (Art .4 .2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 22 \times 33 \frac{2.1}{400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.87 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.87 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

- **Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.1.2.1, BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{63.26 \times 10^3}{220 \times 330} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.87 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n ya aucun risque de cisaillement

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

Art. 5.1.3.2, BAEL 91

- **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{63.26 \times 10^3 + \frac{22.77 \times 10^5}{0.9 \times 33}}{348 \times 10^4} = 0.04cm^2$$

$$A_a = 4.62 \geq A_u = 0.04cm^2 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton**

$$T_{u \max} \leq 0.4b.0.9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 220 \times 0.9 \times 330 \frac{25}{1.5} = 435.6 KN > T_u = 63.26KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0.9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.ft_{28}=3.15$$

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

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 301.44mm$$

$$\tau_u = \frac{63.26 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 301.44} = 0.706 MPa$$

$$\tau_u = 0.706 \& MPa < \bar{\tau}_u = 3,15MPa \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Armatures transversales**

Diamètre: $\phi_t = \frac{\phi}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 mm$ On prend $\phi_t = 8 mm$.

Donc On adopte 4HA8=2.01cm² → (1 cadre + 1 étrier) Ø8

- **Vérification du diamètre des armatures transversales**

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_t, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(8, 22, 10) = 8 \text{ mm.}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} = 8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres**

➤ Article 7.5.2.2 RPA 99 :

a) En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi\right) = \min(8.75; 9.6) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

b) En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 modifier 2003 la section d'armatures transversales doit vérifiée

$$A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 8 \times 22 = 0.528 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

❖ **Calcul à l'ELS**

A) Combinaison des charges

$$q_s = G + \frac{2T_{SB}}{L} = (5.47) + \frac{(2 \times 17.14)}{2.45} = 19.46 \text{ KN/ml}$$

➤ **calcul du moment et l'effort tranchant**

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19.46 \times 2.45^2}{8} = 14.6 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

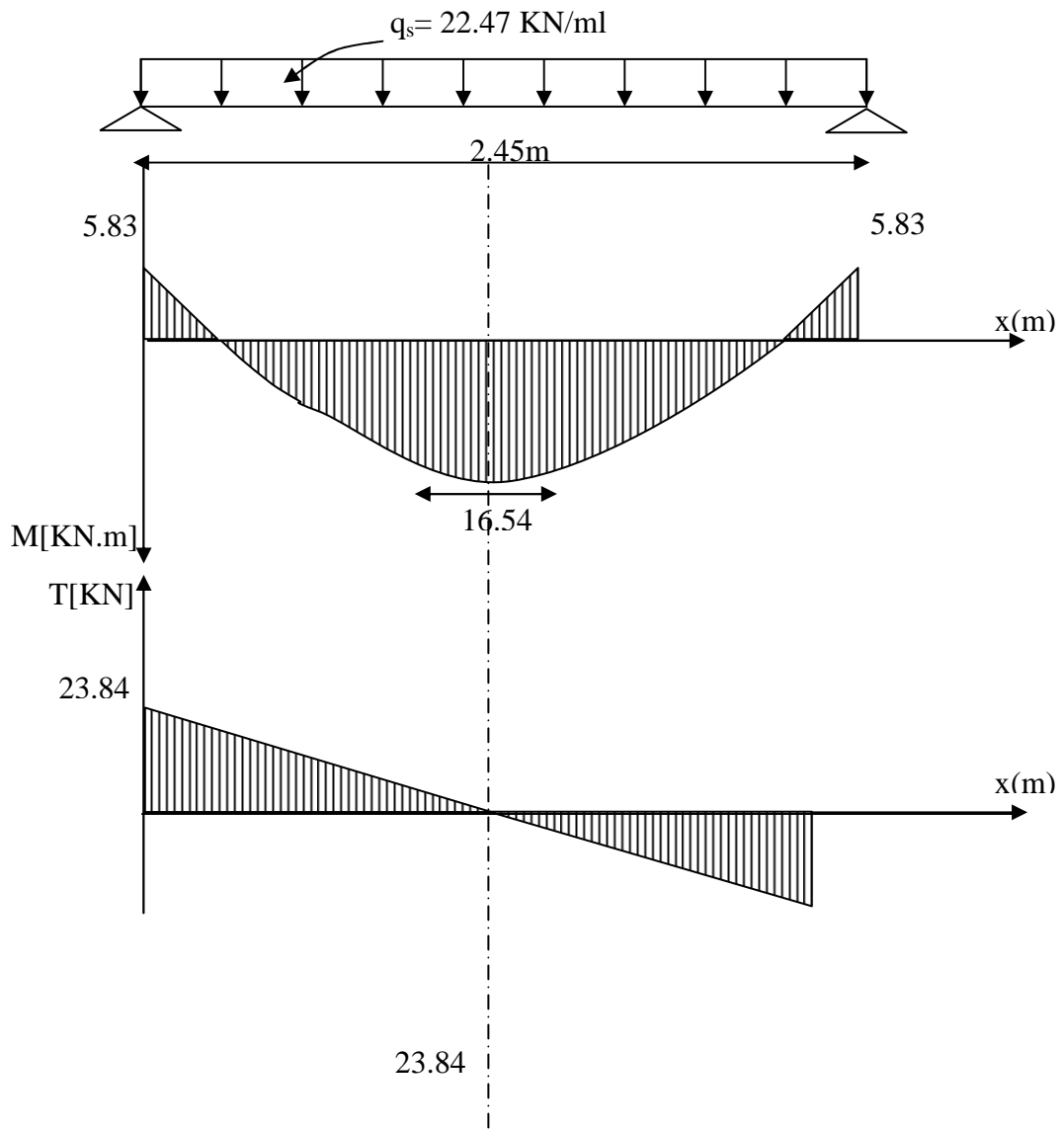
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{19.46 \times 2.45}{2} = 23.84 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -5.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 16.54 \text{ KN.m}$$

Diagramme du moment et de l'effort tranchant



❖ Vérification des contraintes

A) Etat limite de compression du béton

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

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{22 \times 33} = 0.848$$

$$\rho_1 = 0.848 \Rightarrow \beta = 0,869 \Rightarrow K_l = 23.17$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{5.83 \times 10^3}{0,869 \times 33 \times 6.15} = 33.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{33.05}{23.17} = 1.42 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.42 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{OK}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 8.04}{22 \times 33} = 1.11$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 1.11 \Rightarrow \beta = 0.855 \Rightarrow K = 19.48$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{16.54 \times 10^3}{0.855 \times 33 \times 8.04} = 72.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{72.91}{19.48} = 3.74 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.74 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{OK}$$

B) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 Art A5.3.4

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

Etat limite de déformation : BAEL 91 modifié 99 (Art B.65.2)

C) Vérification de la flèche

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

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{245} = 0.14 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{30}{245} = 0.14 > \frac{16.54}{10 \times 16.85} = 0,098 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.15}{22 \times 33} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.6.1. Etude De La Poutre De Chainage

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure

III.6.2 Dimensionnement

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

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

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

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

$$L = 550 - 40 = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 51 \Rightarrow \text{on opte pour une hauteur de } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow \text{on opte pour une largeur de } b = 20 \text{ cm .}$$

III.6.3 Détermination Des Sollicitations

a. charges permanentes

- poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.20 \times 25 = 1.75 \text{ KN/ml}$
- poids du mur (double cloison) : $5.5 \times 2.44 = 13.42 \text{ KN/ml}$
- poids du plancher : $5.46 \times 0.65/2 = 1.77 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 16.94 \text{ KN/ml}$$

b. surcharge d'exploitation

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

c. Combinaisons de charges

➤ à l'ELU

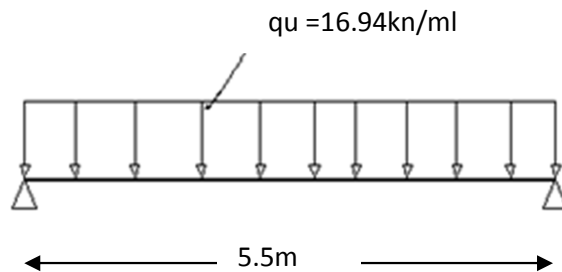
$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 24.58 \text{ KN/ml}$$

➤ à l'ELS

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 18.1 \text{ KN/ml}$$

III.6.4) calcul à l'ELU

On considère que la poutre est simplement appuyée



- **calcul des moments**

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastrés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

- en travées : $M_t = 0.85x \frac{16.94x5.5^2}{8} = 54.45 \text{ KNm}$

- aux appuis : $M_{ap} = 0.3x \frac{16.94x5.5^2}{8} = 19.22 \text{ KNm}$

- **les réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 16.94 \frac{5.5}{2} = 46.58 \text{ KN}$$

III.6.5) Ferrailage

- **en travées**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54.45 \times 10^3}{20 \times 33^2 \times 14.2} = 0.176 < \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow la section est simplement armée

$$\mu = 0.176 \Rightarrow \beta = 0.902$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d x \sigma_{st}} = \frac{54.45 \times 10^3}{0.902 \times 33 \times 348} = 5.26 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA14=6.16 \text{ cm}^2$

- **aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.22 \times 10^3}{20 \times 33^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow la section est simplement armée

$$\mu = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{19.22 \times 10^3}{0.968 \times 33 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Soit : $2HA12= 2.26 \text{ cm}^2$.

III.6.6.vérification à l'ELU

- **vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 9.23 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$\tau_{se} = \frac{46.58 \times 10}{0.9 \times 33 \times 11.30} = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{46.58 \times 10}{20 \times 35} = 0.66 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\frac{2 T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.156 \leq 13.33 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(46.58 + \frac{-19.22}{0.9 \times 0.33} \right) = -0.05 \leq 0$$

\Rightarrow **condition vérifiée**

Donc l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

➤ **calcul des armatures transversales**

Le diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 1.2 \right\} = \min \{ 1 ; 2.5 ; 1.2 \} \Rightarrow \text{soit } \phi_t = \mathbf{8mm}$$

$$A_t = 2\phi_8 = \mathbf{1.00 \text{ cm}^2}$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{cm} \} = \min \{ 29.7 ; 40 \text{ cm} \} \Rightarrow \text{soit } S_t = \mathbf{25cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{20 \times 25} = 0.8 \text{MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Espacement des barres : d'après le RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier :

- **sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 8.75 ; 12 \} \Rightarrow \text{soit } e = St = 7 \text{ cm}$$

- **en travées**

$$e \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow \text{soit } e = St = 15 \text{ cm}$$

III.6.7) Vérification à l'ELS

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 18.1 \text{ KN/ml}$$

- **calcul des moments**

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 18.1 \frac{5.5^2}{8} = 68.44 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_{ap} = -0.3 \times 68.44 = -20.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 68.44 = 58.17 \text{ KN.m}$$

- **réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = 18.1 \frac{5.5}{2} = 49.77 \text{ KN}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

- **sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 35} = 0.483 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{20.53 \times 10^6}{0.893 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 205.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{205.5}{32.62} = 6.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.3 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **en travées**

$$\rho = \frac{100 \times 9.23}{20 \times 33} = 1.39 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.843 \\ K_1 = 16.85 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{58.17 \times 10^6}{0.843 \times 330 \times 9.23 \times 10^2} = 226.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{226.54}{16.85} = 13.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.44 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{550} = 0,064 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{550} = 0,064 > \frac{58.17}{10 \times 68.44} = 0,085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

Telque:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 18.1 \text{ KN/mL}$

E_v : Module de déformation différé

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15A_t(y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{20 \times (35)^2}{2} + (15 \times 9.23 \times 33) = 16818.85 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (20 \times 35) + (15 \times 9.23) = 838.45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{16818.85}{838.45} = 20.05 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1 = 35 - 20.05 = 14.94 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15A_t(y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{35 \times (14.94^3 + 20.05^3)}{3} + 15 \times 9.23 \times (14.94 - 2)^2 = 156122.04 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{18.1 \times 10^4 \times (5.5)^4}{1081886 \times 156122.04} = 0.0013 \text{ m} = 0.13 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm} > 0.13 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Plan de ferrailage de la poutre de chaînage :

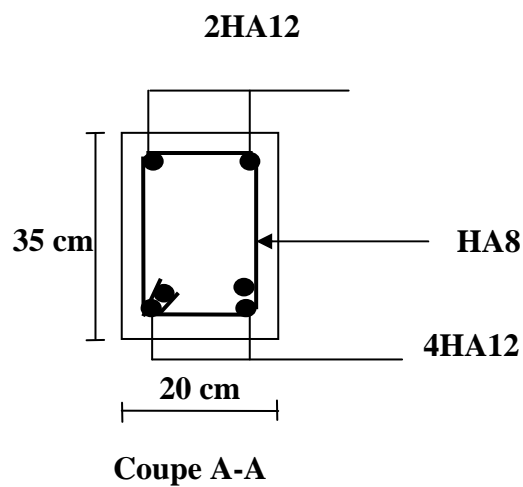
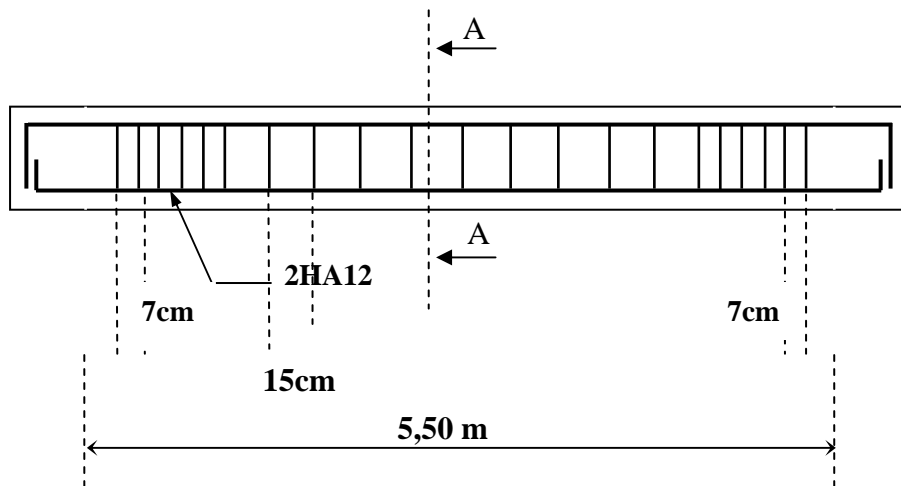


Figure III-15 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7) Calcul des balcons en dalle pleine

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps De hauteur $H=1\text{m}$ en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est calculée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad L=1.05\text{m} : \text{étant la largeur du balcon}$$

$$e_p \geq \frac{105}{10} = 10.5 \text{ cm} \quad \text{On opt pour } \boxed{e_p = 15 \text{ cm}}$$

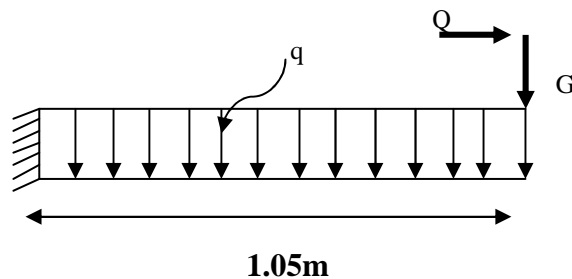
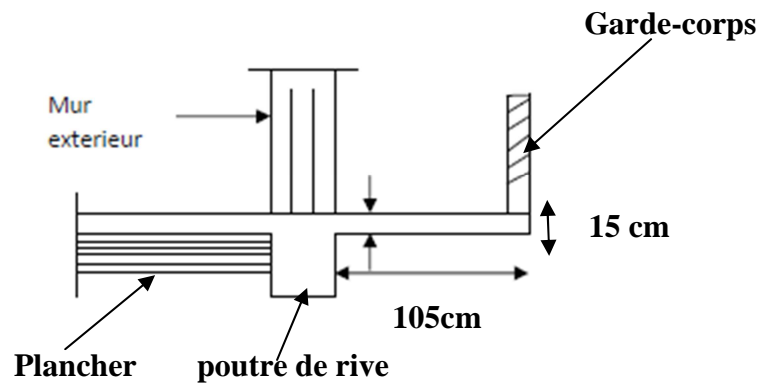


Fig III-2-1- Schéma statique du balcon



III.7.1-Détermination des charges et surcharges

a-charges permanentes

* La dalle

$$G = 5,49[\text{KN}/\text{m}^2]$$

* Mur extérieur

$$G = 2,44[\text{KN}/\text{m}^2]$$

b-Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,5[\text{KN/m}^2].$$

III.7.2-Calcul à l'ELU

Le porte à faux est calculée en flexion simple.

❖ **Combinaison des charges** : $Q_u = 1,35G + 1,5Q$

– **Dalle**: $Q_u = [1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5] \times 1 = 12,66[\text{KN/ml}]$

– **Mur extérieur** : $q_u = [1,35 \times 2,44 \times (3.24-0.15)] \times 1 = 10.17 [\text{KN}]$

III.7.3. Calcul du moment d'encastrement et de l'effort tranchant

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

a- **Moment provoqué par la charge Q_u**

$$M_{Q_u} = \frac{Q_u \cdot l^2}{2} = \frac{12,66 \times 1,05^2}{2} = 6.97 [\text{KN m}]$$

b- **Moment provoqué par la charge q_u**

$$M_{q_u} = q_u \times l = 10.17 \times 1,05 = 10.67 [\text{KN m}]$$

c- **Moment total** $M_u = M_{Q_u} + M_{q_u} = 17.64 [\text{KN m}]$

d- **Effort tranchant**

$$T_u = Q_u \cdot l + q_u = 12,66 \times 1,05 + 10.17 = 23.46 [\text{KN}].$$

III.7.4-Calcul des armatures à ELU

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

$$b = 100 [\text{cm}] ; h = 15 [\text{cm}] ; d = 12 [\text{cm}] ; c = 3 [\text{cm}].$$

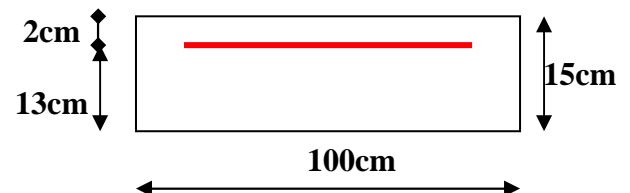
a-Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.64 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,076$$

$$\mu = 0,073 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.64 \times 10^5}{0,962 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4.05 [\text{cm}^2]$$



Soit : 5HA12/ml \rightarrow 5,65 [cm²/ml] ;

avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20$ [cm].

b-Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : 4HA10/ml \rightarrow 3.14 [cm²/ml] ;

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25$ [cm].

III.7.5-Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_s = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$ condition vérifiée

❖ Vérification au cisaillement (BAEL 91)

-Efforts tranchant

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{23,46 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,180 \text{ [MPa]}$$

Fissuration peu nuisible

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

$\tau_u = 0,180 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis

Armatures principales

$$A_s \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\frac{T_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{23,46 \times 10 \times 1,15}{400} = 0,674 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_S = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,674 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis**

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \cdot d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 130 = 866,66 \text{ [KN]}$$

$$V_u = 23,46 \text{ [KN]} < 866,66 \text{ [KN]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes d'adhérence à l'entrainement des barres**

(BAEL91/ Art 6.1,3)

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,46 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,06 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 1,06 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime
- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

❖ **Calcul de la longueur de scellement droit : (Art. A.6.1,23/BAEL91)**

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa].}$$

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

On prend $\rightarrow L_s = 45 [\text{cm}]$

$L_s = 45 \text{ cm} > S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

❖ Espacement des barres

Armatures principales

$S_t \leq \min(3h, 33 [\text{cm}])$ avec $S_t = 20 < 33 [\text{cm}] \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition

$S_t \leq \min(4h, 45 [\text{cm}])$ avec $S_t = 25 < 45 [\text{cm}] \rightarrow$ condition vérifiée

III.7.6-Vérification à l'ELS

❖ Combinaison des charges : $Q_s = G + Q$

Dalle $Q_s = [5,49 + 3,5] \times 1 = 9 [\text{KN/ml}]$

Mur extérieur..... $q_s = 2,44 \times (3,24 - 0,15) \times 1 = 7,53 [\text{KN}]$

❖ Calcul du moment d'encastrement et de l'effort tranchant

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

– **Moment provoqué par la charge Q_s**

$$M_{Q_s} = \frac{Q_s \cdot l^2}{2} = \frac{9 \times 1,05^2}{2} = 4,96 [\text{KN m}]$$

– **Moment provoqué par la charge q_s**

$$M_{q_s} = q_s \times l = 7,53 \times 1,05 = 7,91 [\text{KN m}]$$

– **Le moment total :**

$$M_s = M_{Q_s} + M_{q_s} = 4,96 + 7,91 = 12,86 [\text{KN m}]$$

– **Effort tranchant:**

$$T_s = Q_s \cdot l + q_s = 9 \times 1,05 + 7,53 = 16,98 [\text{KN}]$$

III.7.7 Calcul des armatures à l'ELS

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,071$$

$$\mu_1 = 0,071 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_1 = 0,071 \Rightarrow \beta_1 = 0,738$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,64 \times 10^3}{0,738 \times 13 \times 348} = 5,28 [\text{cm}^2]$$

$$A_s^{\text{ELU}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{ELS}} = 5,28 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

❖ Vérification des contraintes

a) Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43$$

$$\beta_1 = 0,900 \rightarrow K_1 = 35$$

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

$$\sigma_s = \frac{12,86 \times 10^5}{0,900 \times 13 \times 565} = 194,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ La section d'acier est vérifiée

b) Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s$$

$$k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35} = 0,028$$

$$\sigma_b = 0,028 \times 194,54 = 5,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.44 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.8 Vérification de l'ouverture des fissures

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

III.7.9 Vérification de la flèche : (Art. B.6.5,2/BAEL91)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{105} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{17,64}{10 \times 17,64} = 0,1 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Chapitre IV

Modilisation et Vérification du RPA

IV.1.) Modélisation de la structure

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV. 3) Description de logiciel ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Et ouvrage de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiment, grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques, le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant

notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

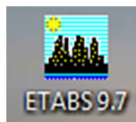
❖ Rappel :(terminologie)

- 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.

IV.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 de l'ETABS.



IV.5) : Etapes de modélisation

IV.5.1) : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

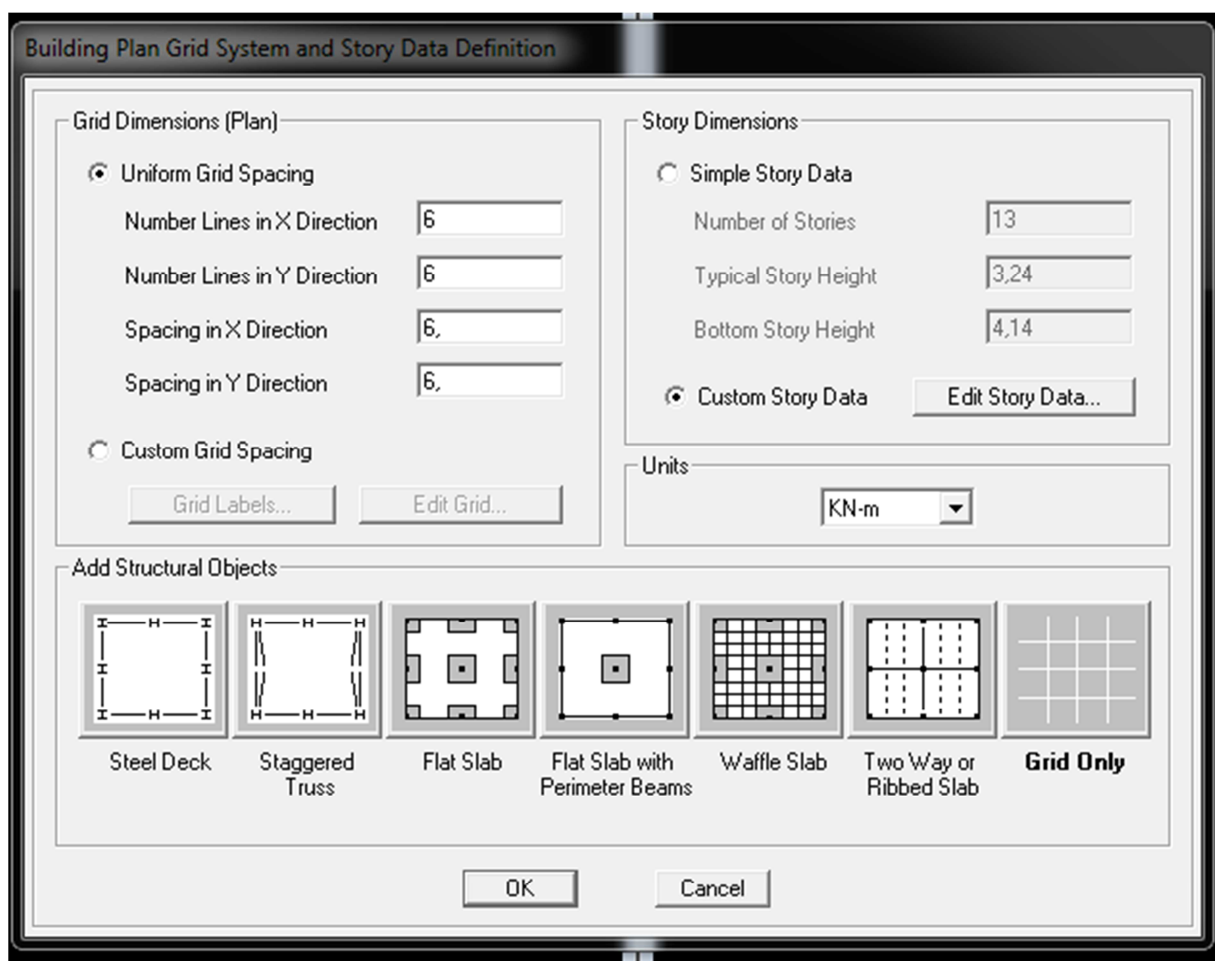
A)choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **Kn-m** comme 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.

Le nombre de ligne dans la direction X ou Y (**Number lines in X direction**)

Longueur de travée dans le sens de X ou Y (**Spacing in X direction**) (**entre axe**)

Le nombre d'étage (**Number of stories**)

La hauteur d'étage courant (**Typical story height**)

La hauteur d'étage en bas (RDC) (**Bottom story height**)

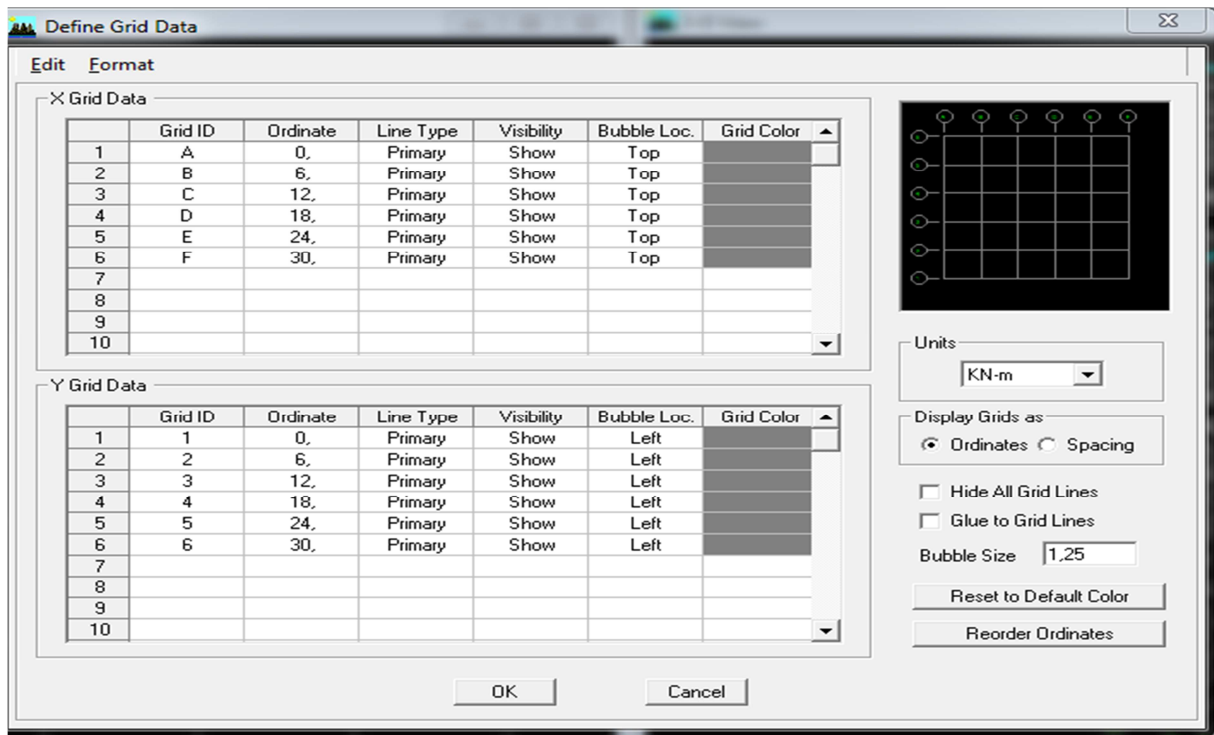
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

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 modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit**

Story Data.



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
14	STORY13	3,24	43,02	Yes		No	0,
13	STORY12	3,24	39,78	No	STORY13	No	0,
12	STORY11	3,24	36,54	No	STORY13	No	0,
11	STORY10	3,24	33,3	No	STORY13	No	0,
10	STORY9	3,24	30,06	No	STORY13	No	0,
9	STORY8	3,24	26,82	No	STORY13	No	0,
8	STORY7	3,24	23,58	No	STORY13	No	0,
7	STORY6	3,24	20,34	No	STORY13	No	0,
6	STORY5	3,24	17,1	No	STORY13	No	0,
5	STORY4	3,24	13,86	No	STORY13	No	0,
4	STORY3	3,24	10,62	No	STORY13	No	0,
3	STORY2	3,24	7,38	No	STORY13	No	0,
2	STORY1	4,14	4,14	No	STORY13	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

IV.5.2) Deuxième étapes

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 sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Define Materials

Materials:

- CONC
- STEEL

Click to:

Material Property Data

Material Name: CONC

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	0.25
Weight per unit Volume	2.5
Modulus of Elasticity	3216420.
Poisson's Ratio	0.
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	1608210.

Display Color: Color (Cyan)

Type of Design: Design (Concrete)

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c	2500.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	40000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	40000.

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduc. Factor: []

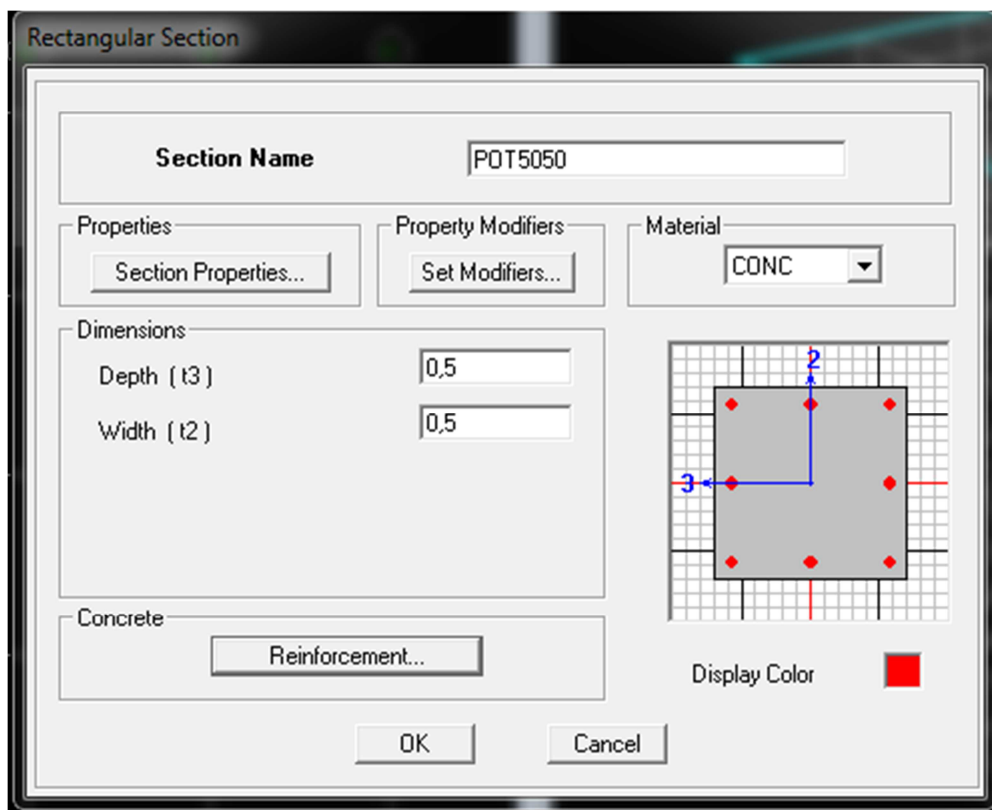
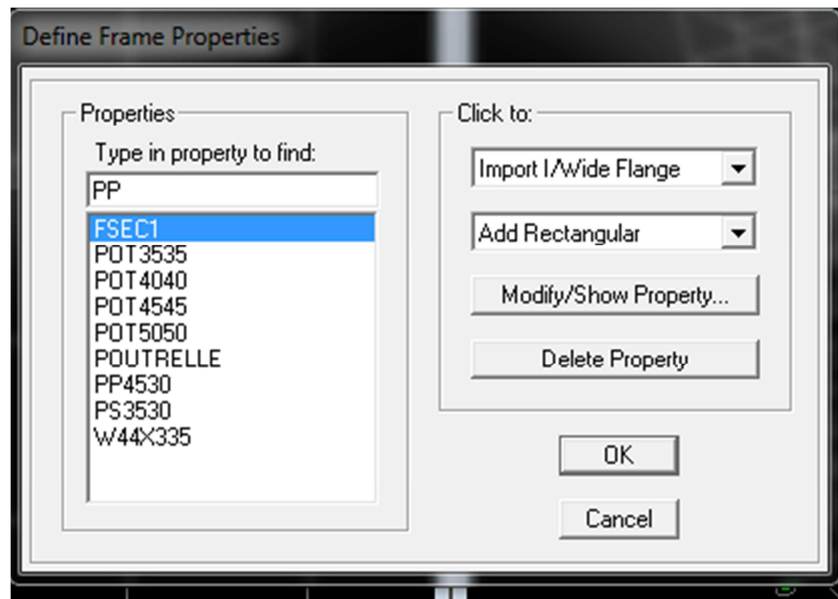
OK Cancel

IV.5.3) Troisième étapes

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

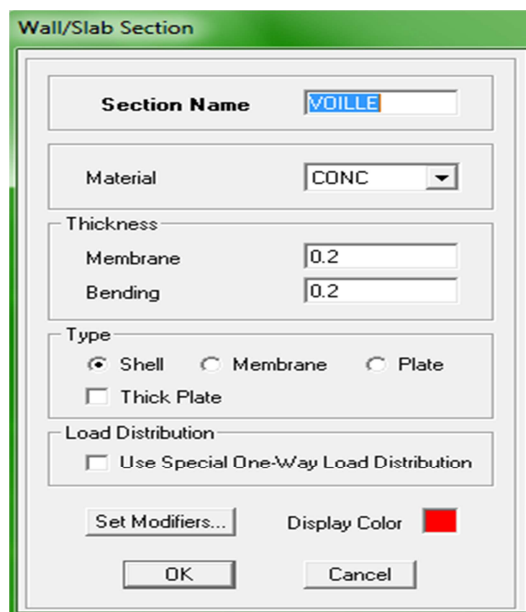
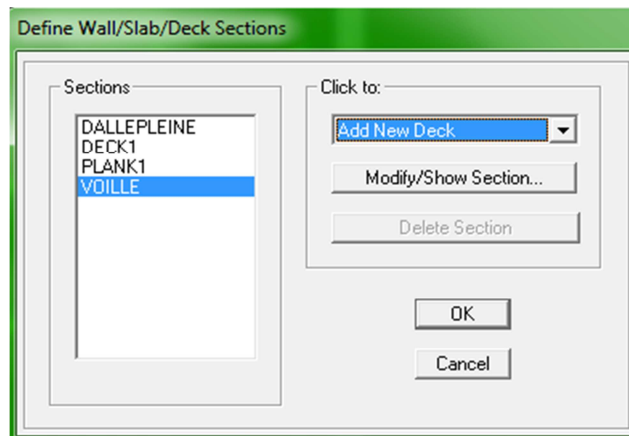
Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



IV.5.4) Quatrième étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) charge statique (G, Q)

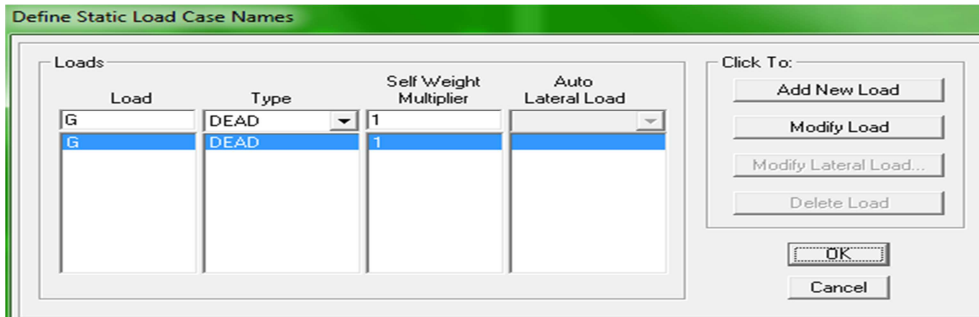
La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define / Static Load Cases**.

- **Charge permanentes**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type: DEAD (permanente)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) **1**.

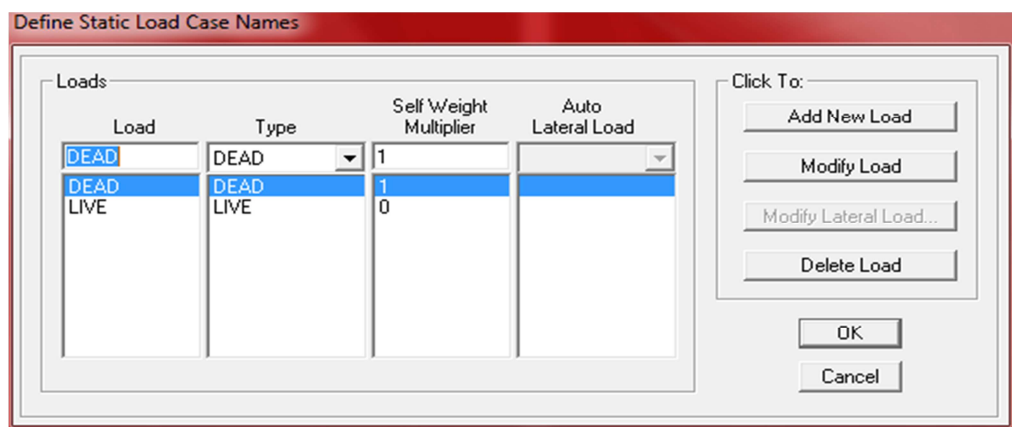


- **Surcharge d'exploitation**

Load Name (nom de la charge) : **Q**

Type LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) **0**.



- **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 (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

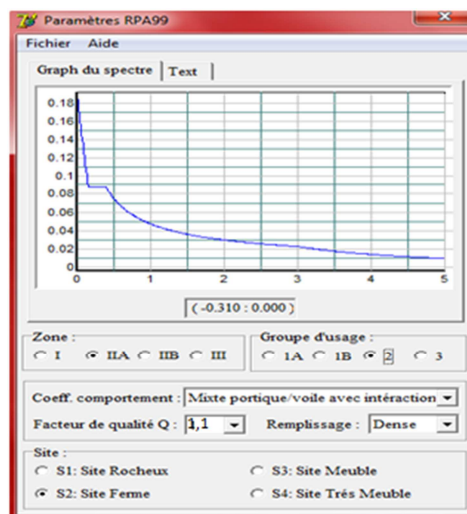
Données à introduire dans le logiciel**Zone :** IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)**Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)**Coeff comportement :** Mixte portique /voile avec interaction**Remplissage :** Dense**Site :** S2**Facteur de qualité (Q)**

$$Q=1+\sum P_q$$

$$Q=1.1$$

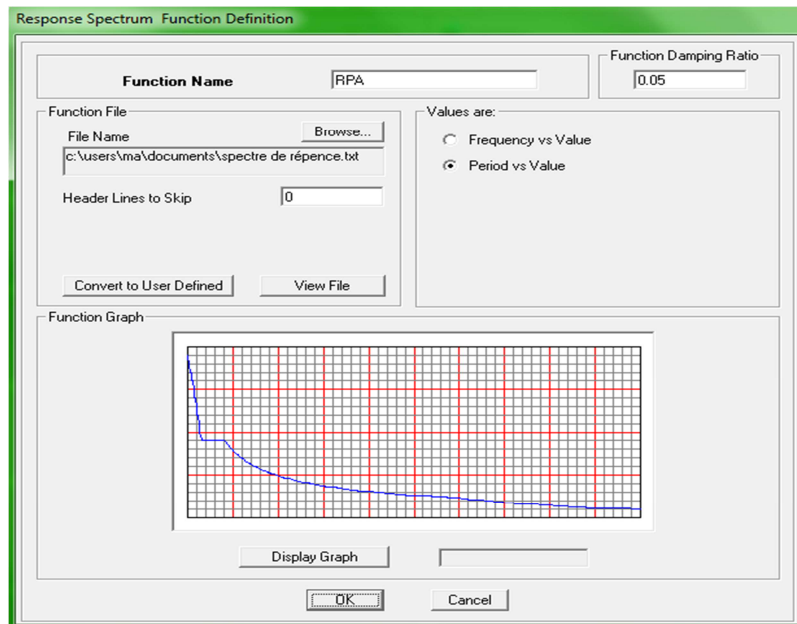
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

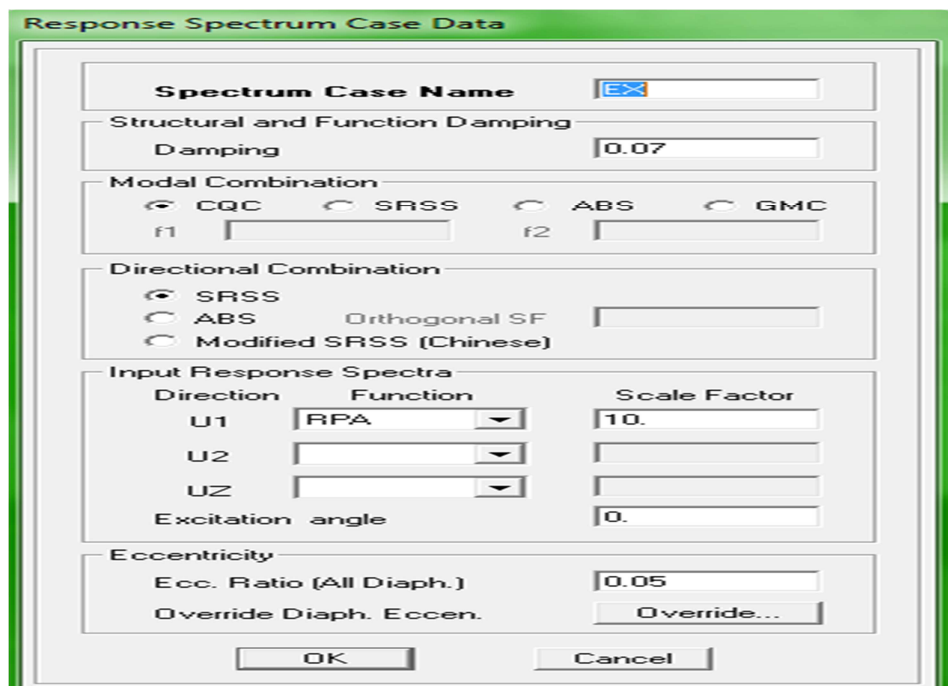
Define / **Response Spectrum Functions** / **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

IV.5.5) Cinquième étape

Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

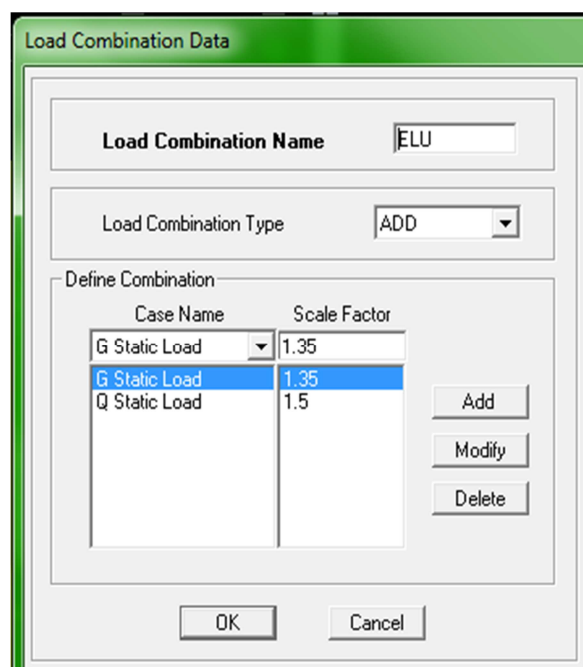
- **Combinaisons accidentelles du RPA**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :


Define / load Combinations / Add New Combo



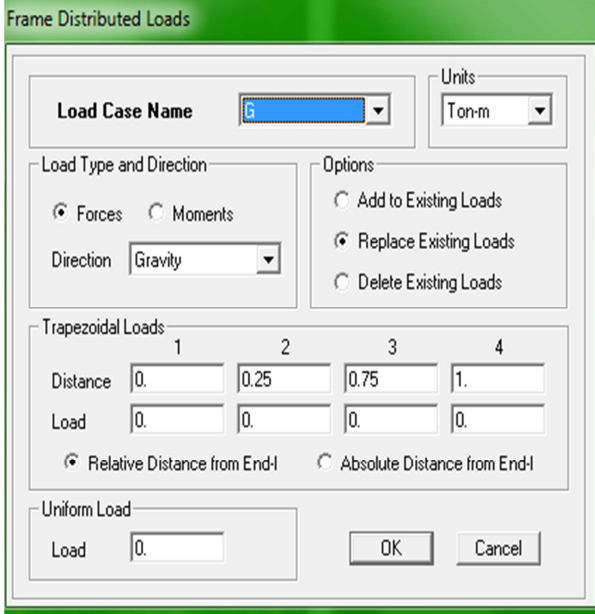
On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.5.6) Sixième étape

Chargement des planchers et les poutres secondaires.

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers, poutrelles et poutres secondaire de chaque niveau et on introduit les 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**.

Plancher étage courant :	G=4.46 kn /ml	Q=2.5 kn/m ²
Plancher terrasse :	G=4.88kn/ml	Q=1 kn/m ²
Balcon en dalle pleine:	G= 1.74kn/ml	Q=3.5 kn/m ²
Balcon en corps creux :	G=3.67 kn /ml	Q=3.5 kn/m ²

IV.5.7) Septième étape

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

A) Appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis en clique sur :

Assign / Joint/point / Restraints

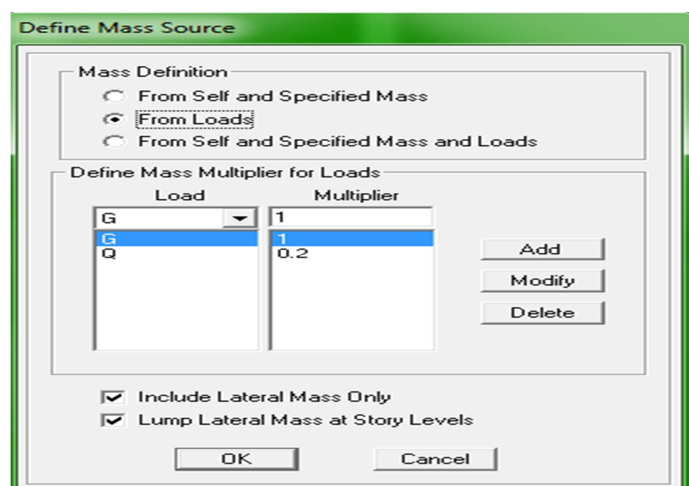


B) Masse – source

Define / Masse source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désigné par la notation de **Masse – source**.

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente.
- On donne la valeur de 0.2 suivant la nature de la structure.

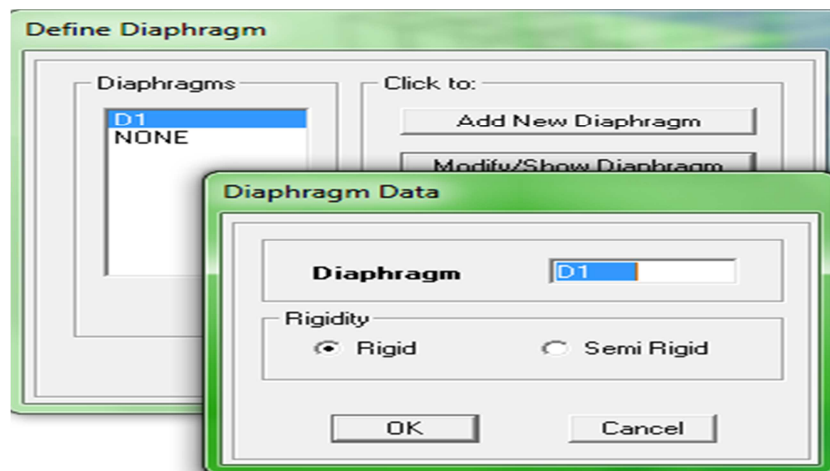


C) Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign / Joint/point / Diaphragm / Add New Diaphragm.




Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.5.8) Huitième étape

Analyse et visualisation des résultats.

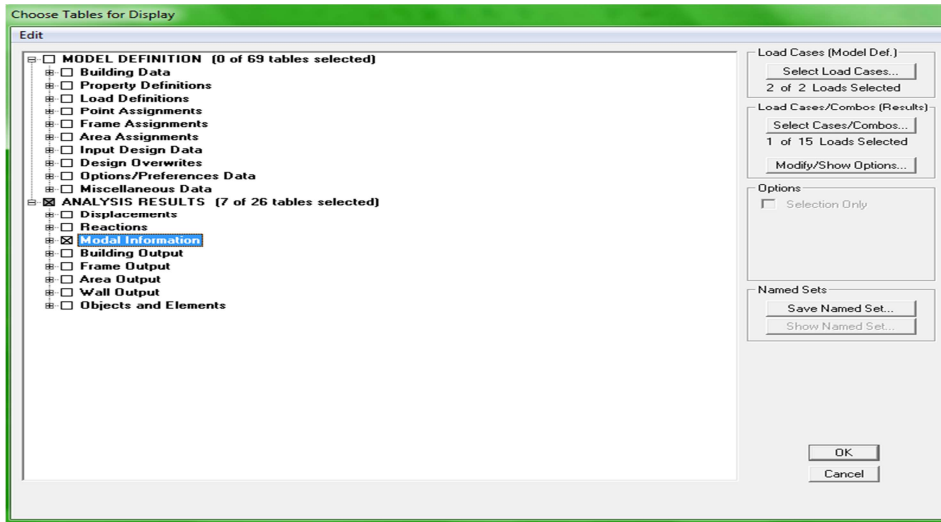
- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** (f5) ou on clique  sur l'ETBS

- **Visualisation des résultats**

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display / show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

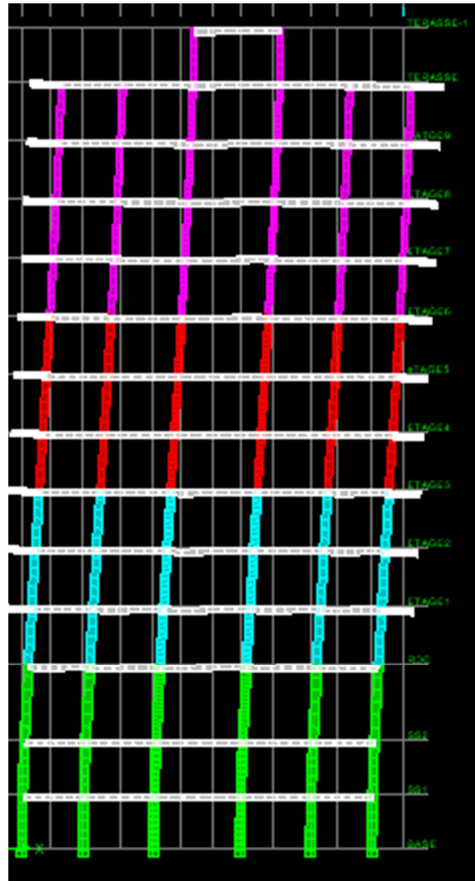


Modal Participating Mass Ratios													
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1,551415	73,0468	0,0020	0,0000	73,0468	0,0020	0,0000	0,0027	99,5401	0,0240	0,0027	99,5401	0,0240
2	1,200297	0,0013	69,0736	0,0000	73,0481	69,0756	0,0000	98,4918	0,0018	0,2442	98,4946	99,5419	0,2683
3	1,047107	0,0206	0,2320	0,0000	73,0687	69,3075	0,0000	0,3337	0,0295	69,0169	98,8282	99,5715	69,2852
4	0,462837	13,0599	0,0003	0,0000	86,1287	69,3078	0,0000	0,0000	0,1348	0,0027	98,8282	99,7063	69,2879
5	0,319754	0,0003	15,6926	0,0000	86,1290	85,0004	0,0000	0,8248	0,0000	0,0580	99,6531	99,7063	69,3458
6	0,263633	0,0116	0,0698	0,0000	86,1405	85,0702	0,0000	0,0047	0,0005	16,3849	99,6578	99,7067	85,7307
7	0,220846	4,5292	0,0004	0,0000	90,6698	85,0705	0,0000	0,0000	0,2128	0,0077	99,6578	99,9195	85,7383
8	0,140616	0,0003	5,5872	0,0000	90,6701	90,6577	0,0000	0,2521	0,0000	0,0171	99,9099	99,9195	85,7554
9	0,131975	2,4522	0,0008	0,0000	93,1223	90,6585	0,0000	0,0000	0,0215	0,0032	99,9099	99,9410	85,7586
10	0,117083	0,3087	0,0038	0,0000	93,4309	90,6623	0,0000	0,0001	0,0078	0,8831	99,9101	99,9488	86,6417
11	0,111421	0,0361	0,0144	0,0000	93,4671	90,6767	0,0000	0,0005	0,0010	4,6351	99,9106	99,9498	91,2768
12	0,096971	0,0000	0,2825	0,0000	93,4671	90,9592	0,0000	0,0045	0,0000	0,0000	99,9151	99,9498	91,2768


Le pourcentage de masse mobilisée sont donnée par **sunUX**, **sunUY**

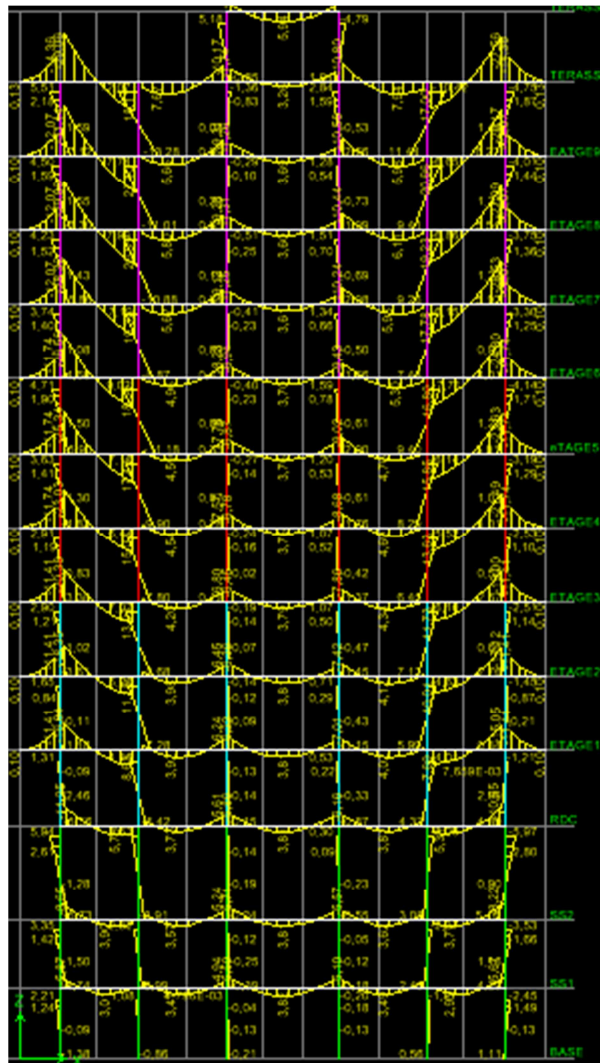
- **Déformée de la structure :**

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.

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box with the following data:

Section Cutting Line Projected Coordinates						
	X		Y			
Start Point	11.4146		-14.847			
End Point	-14.2084		-14.6873			

Resultant Force Location and Angle			
	X	Y	Angle
	-1.3969	-14.7671	179.643

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	154.9898	2.6079	20.2501	156.8286	3.6415	1.316E-07
Moment	555.5926	3647.3771	3388.9105	45.4003	3613.1108	3431.0081

Buttons: Close, Refresh

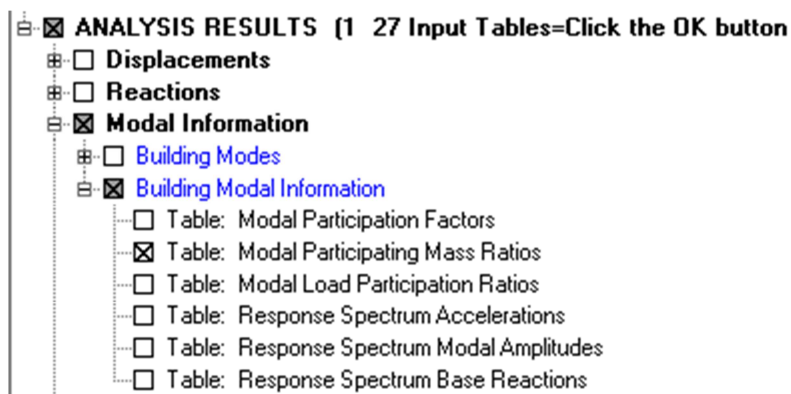
 **Remarque**

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

IV.6) Vérification du RPA

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (**V**) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la

Display → **Show tables**



→ OK

Modal Participating Mass Ratios													
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1,551415	73,0468	0,0020	0,0000	73,0468	0,0020	0,0000	0,0027	99,5401	0,0240	0,0027	99,5401	0,0240
2	1,200297	0,0013	69,0736	0,0000	73,0481	69,0756	0,0000	98,4918	0,0018	0,2442	98,4946	99,5419	0,2683
3	1,047107	0,0206	0,2320	0,0000	73,0687	69,3075	0,0000	0,3337	0,0295	69,0169	98,8282	99,5715	69,2852
4	0,462837	13,0599	0,0003	0,0000	86,1287	69,3078	0,0000	0,0000	0,1348	0,0027	98,8282	99,7063	69,2879
5	0,319754	0,0003	15,6926	0,0000	86,1290	85,0004	0,0000	0,8248	0,0000	0,0580	99,6531	99,7063	69,3458
6	0,263633	0,0116	0,0698	0,0000	86,1405	85,0702	0,0000	0,0047	0,0005	16,3849	99,6578	99,7067	85,7307
7	0,220846	4,5292	0,0004	0,0000	90,6698	85,0705	0,0000	0,0000	0,2128	0,0077	99,6578	99,9195	85,7383
8	0,140616	0,0003	5,5872	0,0000	90,6701	90,6577	0,0000	0,2521	0,0000	0,0171	99,9099	99,9195	85,7554
9	0,131975	2,4522	0,0008	0,0000	93,1223	90,6585	0,0000	0,0000	0,0215	0,0032	99,9099	99,9410	85,7586
10	0,117083	0,3087	0,0038	0,0000	93,4309	90,6623	0,0000	0,0001	0,0078	0,8831	99,9101	99,9488	86,6417
11	0,111421	0,0361	0,0144	0,0000	93,4671	90,6767	0,0000	0,0005	0,0010	4,6351	99,9106	99,9498	91,2768
12	0,096971	0,0000	0,2825	0,0000	93,4671	90,9592	0,0000	0,0045	0,0000	0,0000	99,9151	99,9498	91,2768

Tableau IV.1) Période et participation massique

La somme des masses modales dans le 8ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 69.0736% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 73.0468%.

❖ Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de **R** à considérer.

❖ Récapitulatif des résultats

Unité	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
	KN	%	KN	%	KN	%
sens EX	1925.52	100	537.24	27.9	1392.7	72.32
sens EY	2087.10	100	324.5195	15.54	1762.15	84.43
ELU	95979.74	100	63752.48	66.42	32601.82	33.96

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts horizontaux sont repris par les voiles et la majorité des efforts verticaux sont repris par les portiques.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure il n'y a pas de classement alors pour des mesures de sécurité on prend la catégorie **4b : structure est contreventés par voiles** ; dont le coefficient de comportement **R=4**

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{4.1 Du RPA 99}$$

b) Déduction des coefficients A, D, et R

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage : 2} \\ - \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab 4.1).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 4** (portique contreventés par des voiles). (Tab 4.3 RPA)

c) Détermination du facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q_1 = 1 + \sum_1^6 P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

- **Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. $P_x = 0.00$**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. $P_y = 0.05$**

- **Régularité en plan**

Condition de symétrie

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. $P_{qx} = 0.00$**

Suivant **y-y** : **Condition non vérifiée. $P_{qy} = 0.05$.**

- **Condition de régularité en élévation**

La continuité du système de contreventement

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical

discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

- **La vérification des masses et rigidités**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le **séisme** de **2003**.

Critère q	Pénalité Pq :	
	Sens X-X	Sens Y-Y
Régularité en plan	0 ,00	0,05
Régularité en élévation	0,00	0 ,00
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0 ,00	0 ,00
Redondance en plan	0 ,00	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0 ,00	0 ,00
suivi de chantier	0 ,00	0 ,00
	0,00	0,01

Tableau VI.2) Valeurs de pénalités Pq dans les deux sens

Donc : $Q=1+\Sigma Pq =1+0.1 = 1.1$ (sens yy)

$$Q=1+\Sigma Pq =1+0 = 1 \text{ (sens xx)}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} 3.0/T^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme $\rightarrow S 2 \rightarrow T_2 = 0.4 s$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

$$\rightarrow \xi = 8,5\%$$

D'où $\eta = 0.82 \geq 0.70$ Condition vérifiée.

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0,05 \times 42.54^{3/4} = 0,832 \text{ sec.}$$

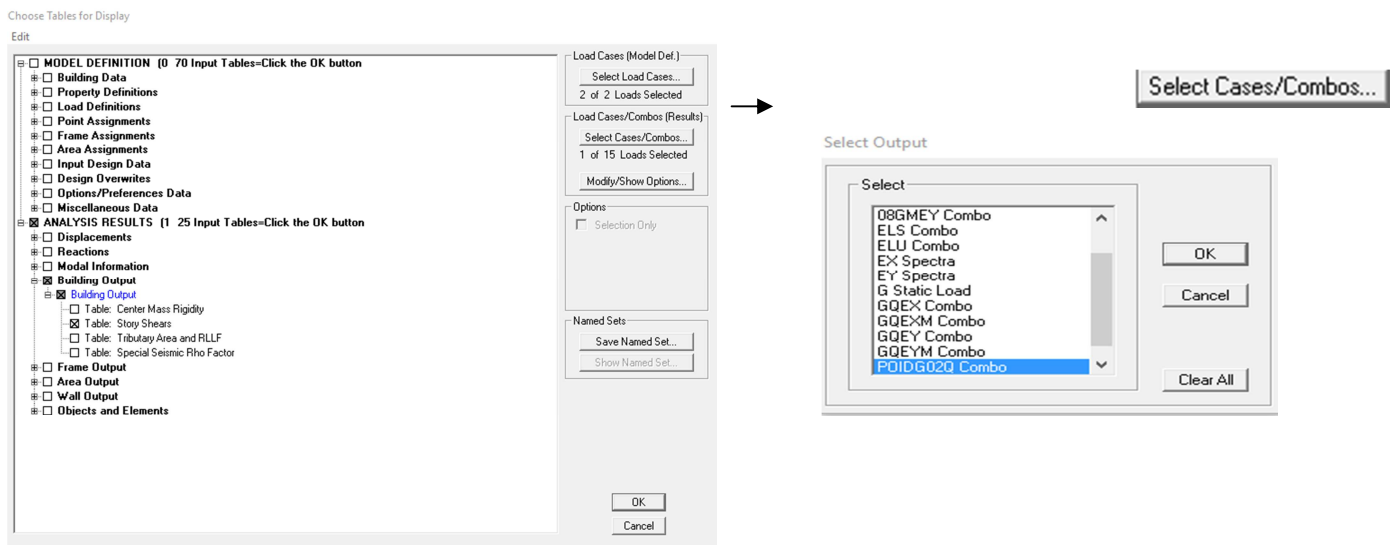
$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \cdot 0,82 (0,4/0,832)^{\frac{2}{3}} = 1,2$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3) Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.4 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.26	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.1	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	56000.61KN	/

Display → show tables



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERASSE-1	POIDS	Top	100,63	0,00	0,00	0,000	503,151	-976,113
TERASSE-1	POIDS	Bottom	137,38	0,00	0,00	0,000	686,901	-1332,588
TERASSE	POIDS	Top	3691,49	0,00	0,00	0,000	32620,752	-35680,767
TERASSE	POIDS	Bottom	4479,78	0,00	0,00	0,000	39262,969	-43405,154
EATGE9	POIDS	Top	7930,12	0,00	0,00	0,000	70235,774	-76762,424
EATGE9	POIDS	Bottom	8718,42	0,00	0,00	0,000	76877,991	-84486,812
ETAGE8	POIDS	Top	12170,61	0,00	0,00	0,000	107849,636	-117875,931
ETAGE8	POIDS	Bottom	12958,91	0,00	0,00	0,000	114491,853	-125600,318
ETAGE7	POIDS	Top	16411,11	0,00	0,00	0,000	145463,498	-158989,437
ETAGE7	POIDS	Bottom	17199,40	0,00	0,00	0,000	152105,715	-166713,824
ETAGE6	POIDS	Top	20651,60	0,00	0,00	0,000	183077,360	-200102,943
ETAGE6	POIDS	Bottom	21549,24	0,00	0,00	0,000	190665,455	-208888,026
eTAGE5	POIDS	Top	25001,44	0,00	0,00	0,000	221637,099	-242277,144
eTAGE5	POIDS	Bottom	25899,08	0,00	0,00	0,000	229225,194	-251062,227
ETAGE4	POIDS	Top	29351,28	0,00	0,00	0,000	260196,839	-284451,346
ETAGE4	POIDS	Bottom	30248,92	0,00	0,00	0,000	267784,934	-293236,428
ETAGE3	POIDS	Top	33701,12	0,00	0,00	0,000	298756,578	-326625,547
ETAGE3	POIDS	Bottom	34722,69	0,00	0,00	0,000	307416,667	-336612,751
ETAGE2	POIDS	Top	38174,89	0,00	0,00	0,000	338388,312	-370001,869
ETAGE2	POIDS	Bottom	39196,46	0,00	0,00	0,000	347048,401	-379989,073
ETAGE1	POIDS	Top	42648,66	0,00	0,00	0,000	378020,046	-413378,192
ETAGE1	POIDS	Bottom	43670,23	0,00	0,00	0,000	386680,135	-423365,395
RDC	POIDS	Top	46570,15	0,00	0,00	0,000	412514,850	-451494,569
RDC	POIDS	Bottom	48052,48	0,00	0,00	0,000	425111,440	-465972,750
SS2	POIDS	Top	50952,39	0,00	0,00	0,000	450946,155	-494101,924
SS2	POIDS	Bottom	52026,54	0,00	0,00	0,000	460074,118	-504593,360
SS1	POIDS	Top	54926,46	0,00	0,00	0,000	485908,833	-532722,533
SS1	POIDS	Bottom	56000,61	0,00	0,00	0,000	495036,796	-543213,969

Application numérique

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_t$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,26 \times 1,1}{4} \times 56000.61 = 2910.63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1}{4} \times 56000.61 = 2898.03 \text{ KN}$$

Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces

sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente V_{max}** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$).

Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	2127,11	-11,04	0,00	338,591	64648,621	-18950,660
EX	2	U1	0,05	10,44	0,00	-324,627	1,386	100,596
EX	3	U1	0,78	2,62	0,00	-81,797	24,341	38,459
EX	4	U1	856,76	-3,93	0,00	17,411	2266,204	-7635,537
EX	5	U1	0,02	5,69	0,00	-33,979	0,144	54,896
EX	6	U1	1,01	2,47	0,00	-16,715	5,227	33,807
EX	7	U1	394,19	-3,51	0,00	27,746	2224,500	-3482,058
EX	8	U1	0,03	4,35	0,00	-24,049	0,086	41,800
EX	9	U1	257,57	-4,67	0,00	24,891	627,493	-2401,614
EX	10	U1	33,64	3,71	0,00	-18,917	138,821	-145,603
EX	11	U1	3,99	-2,52	0,00	12,595	17,422	-66,764
EX	12	U1	0,00	0,15	0,00	-0,504	0,002	1,481
EX	All	All	2369,39	15,84	0,00	431,579	64783,371	21055,271
EY	1	U2	-9,66	0,05	0,00	-1,538	-293,572	86,056
EY	2	U2	9,14	2087,14	0,00	-64888,319	276,990	20107,769
EY	3	U2	2,29	7,69	0,00	-240,019	71,424	112,852
EY	4	U2	-3,44	0,02	0,00	-0,070	-9,097	30,652
EY	5	U2	4,98	1153,84	0,00	-6887,300	29,224	11127,028
EY	6	U2	2,16	5,31	0,00	-35,916	11,231	72,642
EY	7	U2	-3,07	0,03	0,00	-0,216	-17,347	27,154
EY	8	U2	3,80	502,32	0,00	-2778,170	9,938	4828,688
EY	9	U2	-4,09	0,07	0,00	-0,395	-9,960	38,118
EY	10	U2	3,25	0,36	0,00	-1,827	13,405	-14,059
EY	11	U2	-2,21	1,39	0,00	-6,963	-9,631	36,909
EY	12	U2	0,13	28,45	0,00	-93,709	0,462	275,162
EY	All	All	13,86	2464,90	0,00	65557,062	371,243	23811,327

$$V_{\text{etabs X-X}} = 2369.39 > 0.8 V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 2910.63 = 2328.5 \text{KN}$$

$$V_{\text{etabs Y-Y}} = 2464.90 > 0.8 V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 2898.03 = 2318.42 \text{KN}$$

IV.7 Déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 99})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1 \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
Terrasse SM	0,0468	0,0307	0,0018	0,0018	0,03	OK
Terrasse	0,045	0,0289	0,0029	0,0024	0.0324	OK
9	0,0421	0,0265	0,003	0,0025	0.0324	OK
8	0,0391	0,024	0,0034	0,0025	0.0324	OK
7	0,0357	0,0215	0,0037	0,0027	0.0324	OK
6	0,032	0,0188	0,0027	0,0026	0.0324	OK
5	0,0282	0,0162	0,0038	0,0027	0.0324	OK
4	0,0242	0,0135	0,0042	0,0026	0.0324	OK
3	0,02	0,0109	0,0041	0,0026	0.0324	OK
2	0,0159	0,0083	0,0042	0,0023	0.0324	OK
1	0,0117	0,006	0,0039	0,0022	0.0324	OK
RDC	0,0078	0,0038	0,0045	0,0022	0,0414	OK
S-SOL2	0,0033	0,0016	0,0023	0,0011	0.03	OK
S-SOL1	0,001	0,0005	0,001	0,0005	0.03	OK

Tableau IV.4): Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Remarque

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

IV.8 Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f$$

f : La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

a) Sous l'action de EX

$$\delta_{Max} = 0,04m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{42,54}{500} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

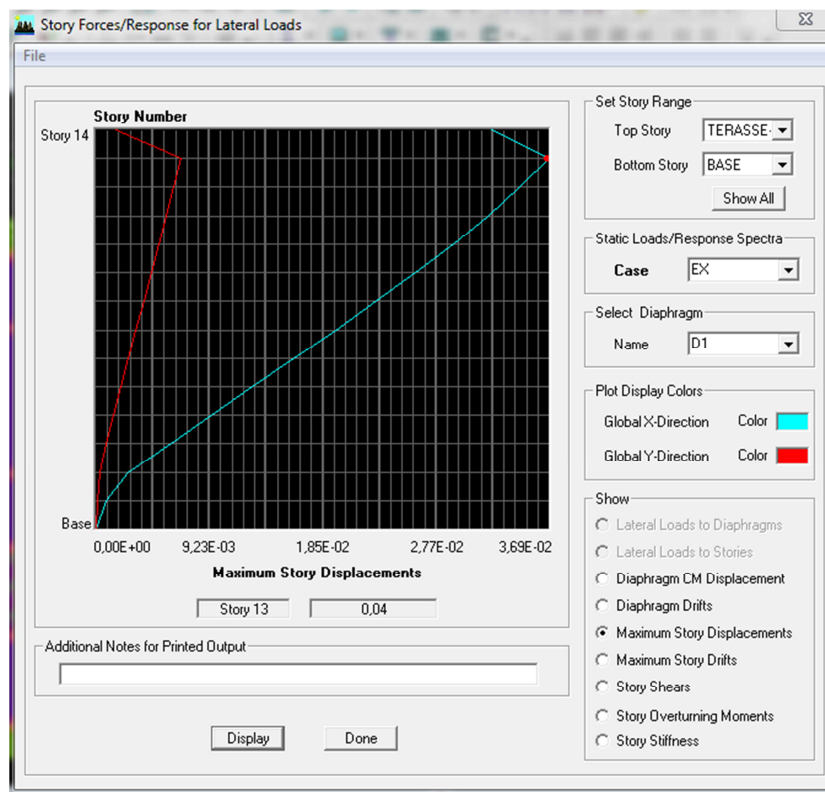


Figure IV.3) déplacement maximal selon X-X

b) Sous l'action de EY

$$\delta_{Max} = 0,0246m \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{42.54}{500} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

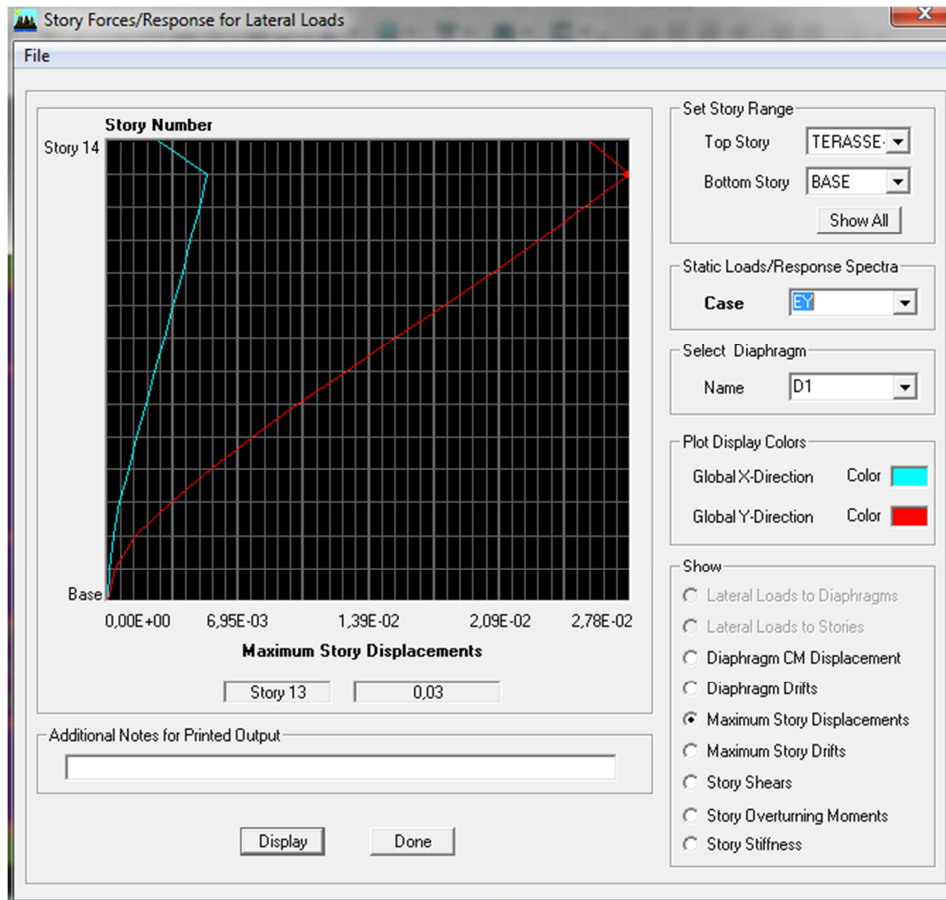


Figure IV.4) déplacement maximal selon y-y

IV.9 Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L$

Tableau IV.5): Vérification de l'excentricité

Selon X-X

		Centre de masse	Centre de torsion	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle	
Story	Diaphrag m	XCM	XCR	$ CM - CR $	5% L	Vérifica tion
S-SOL1	D1	9.707	9,745	0.038	0,97	OK
S-SOL2	D2	9.707	9,816	0.109	0,97	OK
RDC	D3	9.708	9,865	0.157	0,97	OK
STORY1	D4	9.695	9,878	0.183	0,97	OK
STORY2	D5	9.695	9,881	0,186	0,97	OK
STORY3	D6	9.695	9,878	0,183	0,97	OK
STORY4	D7	9.695	9,871	0,176	0,97	OK
STORY5	D8	9.695	9,862	0.167	0,97	OK
STORY6	D9	9.695	9,852	0.157	0,97	OK
STORY7	D10	9.695	9,842	0,147	0,97	OK
STORY8	D11	9.695	9,833	0,138	0,97	OK
STORY9	D12	9.691	9,826	0,135	0,97	OK
TERRAS SE	D13	9.684	9,822	0,138	0,97	OK
TERRAS SE-1	D14	9.7	9,712	0.012	0,97	OK

Selon Y-Y

Story	Diaphragme	Centre de masse	Centre de torsion	Excentricité théorique	Excentricité accidentelle	Vérification
		YCM	YCR	CM – CR	5% L	
S-SOL1	D1	8,734	8,676	0,058	0,88	OK
S-SOL2	D2	8,709	8,354	0,355	0,88	OK
RDC	D3	8,705	8,104	0,601	0,88	OK
STORY1	D4	8,787	8,039	0,748	0,88	OK
STORY2	D5	8,787	8,025	0,762	0,88	OK
STORY3	D6	8,787	8,035	0,752	0,88	OK
STORY4	D7	8,79	8,056	0,734	0,88	OK
STORY5	D8	8,79	8,081	0,709	0,88	OK
STORY6	D9	8,792	8,106	0,686	0,88	OK
STORY7	D10	8,794	8,13	0,664	0,88	OK
STORY8	D11	8,794	8,151	0,643	0,88	OK
STORY9	D12	8,798	8,17	0,628	0,88	OK
TERRASSE	D11	8,867	8,185	0,682	0,88	OK
TERRASSE-1	D12	5	8,311	3.311	0,88	OK

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par

un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

IV.10 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

hK : hauteur de l'étage « K ».

L'évaluation de cet effet du 2eme ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Story	P_k	Δ_k x(m)	Δ_k y (m)	V_{kX}	V_{kY}	H_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}
TERRASSE1	137,38	0,0006	0,0019	19,36	27.9	3	0,0014	0,0031
TERRASSE	4623,64	0,002	0,0019	374,55	430.33	3	0,0082	0,0068
STORY9	9006,13	0,0021	0,0021	656,5	746.88	3,24	0,0088	0,0078
STORY8	13390,47	0,0024	0,002	866,46	964.73	3,24	0,0114	0,0085
STORY7	17774,82	0,0025	0,0022	1039,04	1130.34	3,24	0,0131	0,0106
STORY6	22268,52	0,0027	0,0021	1183	1281.04	3,24	0,0156	0,0112
STORY5	26762,22	0,0028	0,0021	1304,47	1425.52	3,24	0,0177	0,0121
STORY4	31255,91	0,0029	0,0021	1420,51	1555.69	3,24	0.0196	0,0130
STORY3	35873,54	0,0029	0,002	1540,36	1673.97	3,24	0,0208	0,0132
STORY2	40491,17	0,0029	0,0018	1655,3	1791.64	3,24	0,0218	0,0125
STORY1	45108,79	0,0028	0,0016	1760,52	1911.46	3,24	0,0221	0,0116
RDC	49674,77	0,0031	0,0017	1850,33	2011.72	4,14	0,0201	0,0101
S-SOL2	53782,12	0,0016	0,0008	1905,32	2067.56	3	0,0150	0,0069
S-SOL1	57889,38	0,0007	0,0003	1925,64	2087.57	3	0,0070	0,0027

Tableau IV.6) Vérification de l'effet P-Delta.

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

✚ Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux

Chapitre V

Ferraillage des éléments

V.1) Ferrailage des poutres

Poutre principale et poutre secondaire

Les poutres sont des éléments sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- Accidentelles (G+Q+E et 0.8G+E) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications a l'ELU et a l'ELS

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$.

V.1.1) Recommandations du RPA99 version 2003

a) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1)

☀ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\text{cm}^2$

☀ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ;et de 6% en zone de recouvrement.

✓ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\text{cm}^2$.

✓ En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{cm}^2$.

☀ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone IIa).

- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

- ϕ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

■ 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 :

- $\frac{1}{5}A$: 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.
- $\frac{1}{4}A$: 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.

✚ Remarque

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.

V.1.2) Ferrailage des poutres a l'ELU

■ Armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées

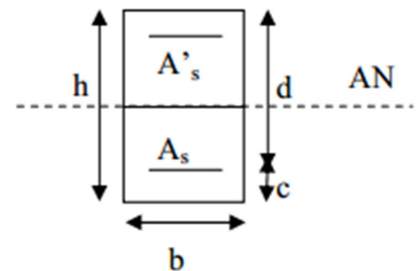
Avec :

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.



♣ Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ 1er cas

si $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

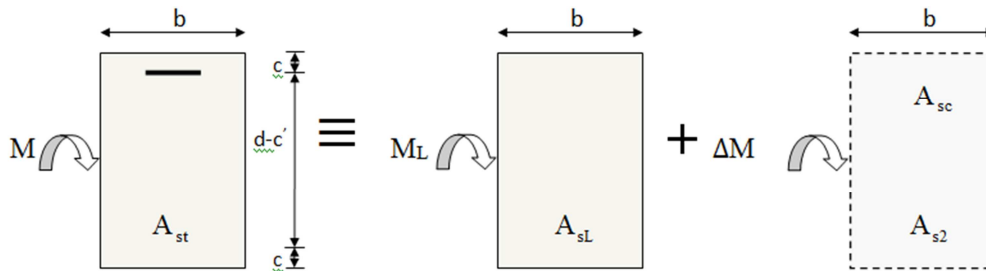
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas**

$\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Disposition des armatures SDA

■ **Calcul des armatures longitudinales**

1. Etude des poutres principales

- Ferraillage des poutres principales non adhérents aux voiles

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	119.381	0.151	S.S.A	8.69	6.75	12.05	6HA16
Appuis	177.309	0.225	S.S.A	13.6	6.75	16.68	6HA16+3HA14

Ferraillage des poutres principales (30X45) loin des voiles.

- Ferrailage des poutres principales adhérentes aux voiles

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	105.423	0.151	S.S.A	7.68	6.75	10.78	7HA14
Appuis	124.738	0.158	S.S.A	7.7	6.75	12.32	8HA14

Ferrailage des poutres principales (30X45) adhérent aux voiles

2. Etude des poutres secondaires

- Ferrailage des poutres secondaires non adhérents aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	64.55	0.139	S.S.A	6.07	5.25	9.55	4HA14+3HA12
Travée	42.769	0.092	S.S.A	3.91	5.25	6.16	4HA14

Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) loin des voiles

- Ferrailage de poutres secondaires adhérentes aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	93.978	0.202	S.S.A	4.2	5.25	6.15	4HA14
Travée	56.733	0.122	S.S.A	5.28	5.25	6.78	6HA12

Ferrailage des poutres secondaires (30X 35) adhérent aux voiles.

V.1.3) Vérification à l'ELU

Les vérifications à effectuées sont les suivantes

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

La section minimale des armatures longitudinales est

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

$$f_{t28}=2.1\text{MPa}$$

- Pour les poutres transversales (30 × 45) : $A_{min} = 1.55 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres longitudinales (30 × 35) : $A_{min} = 1.19 \text{ cm}^2$.

$A_{adop} > A_{min}$ \implies La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant

(BAEL 91 Art A.5.1.21)

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états

Ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ; prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{max}}{bd}$

Avec : T_{max} : effort tranchant max a l'ELU

❖ Poutres principales (30x45)

$$\tau_u = \frac{146.48}{30 \times 43} = 0.113 \text{ MPa}$$

❖ Poutres secondaire (30x45)

$$\tau_u = \frac{108.83}{30 \times 33} = 0.109 \text{ MPa}$$

❖ *Etat limite ultime du béton de l'âme* (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 0.113 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

- Poutres secondaires : $\tau_u = 0.109 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

❖ *Influence de l'effort tranchant aux appuis* (BAEL91 Art A.5.1.32):

• Influence sur le béton

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 146.48 \text{ KN} < \bar{T}_u = 774 \text{ kN} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 108.83 \text{ KN} < \bar{T}_u = 594 \text{ kN} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :

$$T_u - \frac{Mu}{0.9d}$$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

$$- \text{ Poutres principales : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 146.48 - \frac{133.581}{0.9 \times 0.43} = -198.69 < 0$$

$$- \text{ Poutres secondaires : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 176.6 - \frac{93.101}{0.9 \times 0.33} = -136.87 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

❖ **Poutres principales**

$$\sum U = \pi \times (9 \times 14) \longrightarrow \sum U = 395.64 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{146.48 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 395.64} = 0.95 \text{ MPA}$$

- Poutres principales: $\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.

❖ **Poutres secondaires**

$$- \sum U = \pi \times (8 \times 12) \longrightarrow \sum U = 301.44 \text{ mm}$$

$$- \tau_{se} = \frac{153.24 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 301.44} = 1.71 \text{ MPa}$$

❖ **Poutres secondaires**

$$\tau_{se} = 1.71 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée.}$$

d) Ancrage des aciers

• **Condition d'équilibre**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la longueur de scellement 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.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

- Pour $\emptyset 16$: $l_s = 56.43 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 12$: $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 16$: $l_a = 22.57 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 12$: $l_a = 16.92 \text{ cm}$.

e) Calcul des armatures transversales

(A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

❖ Poutres principales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (12.85 \text{ mm}, 14 \text{ mm}, 30 \text{ mm}).$$

Où Φ_t est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage \longrightarrow **Soit : $\phi_t = 8$**

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

• Calcul des espacements

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{45}{4}; 12 \times 1.4; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min(12.85\text{cm}; 16.8\text{cm}; 30) = \mathbf{12.85\text{cm}}$$

Pour les poutres principales : $S_t = 10\text{cm}$

– Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$$

Pour les poutres principales $S_t = 15\text{cm}$.

❖ Poutres secondaires

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm}).$$

Où Φ_t est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage \longrightarrow **Soit : $\phi_t = 8$**

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

• Calcul des espacements

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30) = \mathbf{8.75\text{cm}}$$

Pour les poutres secondaires : $S_t = 8\text{cm}$

– Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Pour les poutres secondaires : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

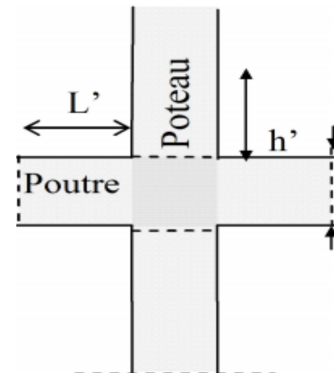


Figure V-B-1 : Zone nodale

Les poutres :

- ✓ Poutres principales: $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.
- ✓ Poutres secondaires: $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires.}$$

- **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- 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.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.1.5) Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs 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.
- a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\checkmark \sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$$

$$\checkmark \sigma_{st}^- = 348 MPa$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

- Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux

voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	62.298	12.05	0.93	0.864	21.76	139.15	6.39<15	Observée
Appuis	91.336	18.08	1.4	0.842	16.65	139.52	8.38<15	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	6.872	9.03	0.7	0.878	25.98	20.157	0.77<15	Observée
Appuis	54.178	9.03	0.7	0.878	25.98	158.91	6.12<15	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	53.045	9.03	0.912	0.865	22.04	205.79	9.33<15	Observée
Travée	28.57	9.03	0.912	0.865	22.04	110.83	5.02<15	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appuis	59.267	23.18	1.900	0.826	13.74	93.8	7.22<15	Observée
Travée	34.565	16.68	1.677	0.833	14.94	75.38	5.045<15	Observée

c) Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

◆ Vérification de la flèche : (*Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99*).

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Sens de la poutre principale

$$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{550}{1000}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.0 est $f=0.17\text{cm}$

$f=0.17\text{cm} < \bar{f}= 1.05\text{cm} \implies$ Condition vérifiée

Sens de la poutre secondaire

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{480}{500} = 0.96\text{cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.0 est $f=0.023\text{cm}$

$f=0.068\text{cm} < \bar{f}= 0.96\text{cm} \implies$ Condition vérifiée.

V.2) Ferrailage des poteaux

Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	γ_b	F_{C28}	F_{bu}	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1.15	25	21,73	1	400	400

Tableau V-II-1 Caractéristique mécanique des matériaux

V.2.1) Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

ELU $1,35 G + 1,5 Q$

ELS $G + Q$

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$ RPA 2003

$0,8G \pm E$ RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)

Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)

Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant).

V.2.2) Recommandations du RPA99 révisé en 2003 pour la zone IIa

A) Armature longitudinales

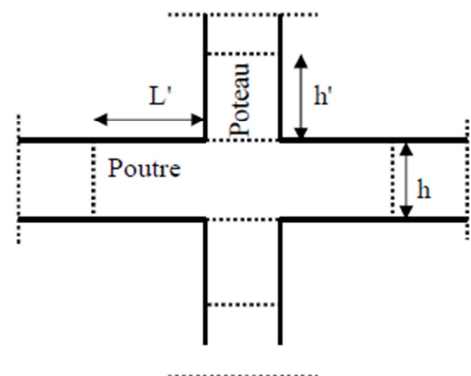
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zone nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$(h_1 ; b_1)$: section de poteau

h_e : hauteur d'étage.



V.2.3) Ferrailage longitudinal

- **Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1)**

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.8% .

Du S-SOL 1 au RDC : $A_{\min} = 0.008 \times (50 \times 50) = 20\text{cm}^2$

Du 1^{ème} étage au 3^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (45 \times 45) = 16.2\text{cm}^2$

Du 4^{ème} étage au 6^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8\text{cm}^2$

Du 7^{ème} étage au 9^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8\text{cm}^2$

- **Le pourcentage maximal**

Du S-SOL1 au RDC

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (50 \times 50) = 150 \text{ cm}^2$

Du 1^{ème} étage au 3^{ème} étage

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$

Du 4^{ème} étage au 6^{ème} étage

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$

Du 6^{ème} étage au 10^{ème} étage :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

B) Armature transversale : (art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10\phi_1) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_1 \text{ en zone courante.}$$

Ou : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$
- Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} = L'$ interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} \text{ ou } \frac{Lf}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

lf : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas $0,7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur $10\phi_t$ minimale.

➤ Conventions

Efforts normaux

$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

V.2.4) Calcul des armatures à L'ELU

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures (∇ l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

-Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

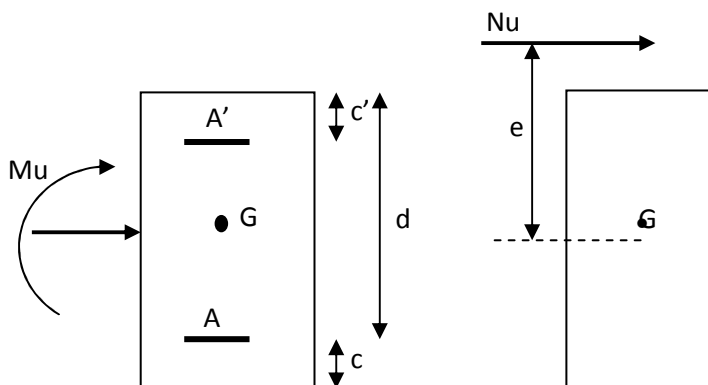
$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \text{ Si (N) étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \text{ Si (N) étant un effort de traction.}$$

➤ **Détermination des armatures**

• **Calcul du moment fictif**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$



• **Calcul du moment réduit**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (A}'=0)$.

- **Armatures fictives**

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

- **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Si $N < 0$ \longrightarrow N : effort de compression.

Si $N > 0$ \longrightarrow N : effort de traction.

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- **Armatures en flexion simple**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

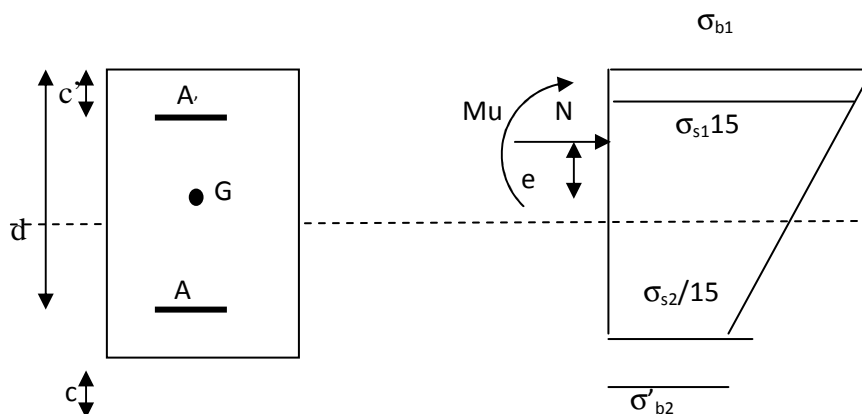
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- **Armatures en flexion composée**

$$A' = A'_f$$

$$A = A'_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C)



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}} \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que : $\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$

c) Section entièrement tendu (S.E.T)

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ Compression pur (centrée)

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

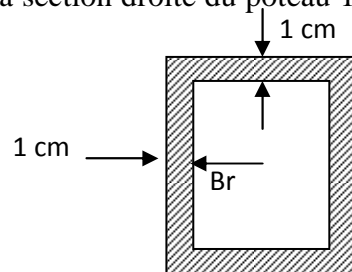
➤ Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1)

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$



Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

V.2.5) Vérification à l'ELS

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total 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 = moment 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) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15 [A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right); y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2** :

Section	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)	$e_s(m)$	$(h/2)-c$	Nature	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	Ferraillage
Du S-SOL 1 au RDC (50×50)	$N_{max}=3174.29$	$M_{cor}=17.105$	0.005	0,23	SEC	0	0	20	4HA20+8HA14 = 24.88
	$N_{min}=1035.38$	$M_{cor}=1.597$	0.002	0,23	SEC	0	0		
	$N_{cor}=1683.76$	$M_{max}=90.736$	0.05	0,23	SEC	0	0		
Du 1 ^{er} Au 3 ^{eme} (45 ×45)	$N_{max}=2338.28$	$M_{cor}=46.118$	0.019	0,205	SEC	0	0	16.2	4HA16+8HA14 = 20.36cm ²
	$N_{min}=494.06$	$M_{cor}=0.577$	0.001	0,205	SEC	0	0		
	$N_{cor}=1312.28$	$M_{max}=73.601$	0.056	0,205	SEC	0	0		
Du 4 ^{eme} Au 6 ^{eme} (40×40)	$N_{max}=1598.24$	$M_{cor}=41.392$	0.025	0,18	SEC	0	0	12.8	12HA14 = 18.48cm ²
	$N_{min}=249$	$M_{cor}=1.203$	0.0048	0,18	SEC	0	0		
	$N_{cor}=765.91$	$M_{max}=76.876$	0.1	0,18	SEC	0	0		
Du 7 ^{eme} Au 10 ^{eme} (35×35)	$N_{max}=896.62$	$M_{cor}=35.165$	0.039	0.155	SEC	0	0	9.8	8HA14 = 12.32cm ²
	$N_{min}=36.31$	$M_{cor}=4.192$	0.115	0.155	SEC	0	0		
	$N_{cor}=284.59$	$M_{max}=66.22$	0.232	0.155	SPC	0	2.73		

Vérification a L'ELS

ZON E	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	Obs	σ_{bs}	σ_{bi}	σ_c	Obs	σ_{as}	σ_{ai}	σ_s	Obs
ZON EI	$N_{max}=2288.26$	$M_{cor}=12.284$	0,005	SEC	7.37	6.7	15	cv	110.1	100.9	348	cv
	$N_{min}=560.7$	$M_{cor}=1.72$	0,003	SEC	1.77	1.68	15	cv	26.5	25.2	348	cv
	$N_{cor}=1602.73$	$M_{max}=41.248$	0,02	SEC	6.05	3.81	15	cv	89.3	58.4	348	cv
ZON EII	$N_{max}=1685.63$	$M_{cor}=33.037$	0,019	SEC	7.61	4.52	15	cv	112	69.9	348	cv
	$N_{min}=354.01$	$M_{cor}=0.437$	0,001	SEC	1.36	1.32	15	cv	20.3	19.9	348	cv
	$N_{cor}=947.27$	$M_{max}=52.88$	0,05	SEC	5.56	1.61	15	cv	80.8	26.7	348	cv
ZON EIII	$N_{max}=1152.56$	$M_{cor}=29.631$	0,02	SEC	7.38	4	15	cv	108.1	62.6	348	cv
	$N_{min}=178.23$	$M_{cor}=0.725$	0,004	SEC	0.92	0.84	15	cv	13.8	12.6	348	cv
	$N_{cor}=553.57$	$M_{max}=55.25$	0,09	SEC	5.89	0	15	cv	83.6	2.04	348	cv
ZON EVI	$N_{max}=647.6$	$M_{cor}=25.162$	0,03	SEC	6.37	2.01	15	cv	91.8	33.9	348	cv
	$N_{min}=28.11$	$M_{cor}=2.891$	0,102	SEC	0.44	0	15	cv	6.13	0.84	348	cv
	$N_{cor}=207.29$	$M_{max}=47.617$	0,229	SPC	0.33	0.29	15	cv	4.89	4.36	348	cv

V.2.6) Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm, \text{ soit } \Phi_t = 8mm$$

Soit deux cadres de HA 8 = $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

2- Espacement des armatures

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(10(1.2), 15 \text{ cm}) = \min(12, 15 \text{ cm})$

$S_t \leq 12 \text{ cm}$

on prend : **$S_t \leq 10 \text{ cm}$**

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ $S_t \leq 15 \times 1.2$

$S_t \leq 18 \text{ cm}$

on prend : $S_t \leq 15 \text{ cm}$.

Conclusion

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ \longrightarrow en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ \longrightarrow en zone courante.

3- Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 20 mm $\implies L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

4- Vérification de la quantité d'armatures transversales

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : $l_f = 0.7 \times 4.14 = 2.89 \Rightarrow \lambda_g = \frac{2.898}{0,5} = 5.796 > 5$.

En zone nodale (St = 10cm)

_ Poteau de (50×50)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 ×10 × 50 = 1.5 cm²<Aadop

_ Poteau de (45×45)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 ×10 ×45 = 1.35cm²<Aadop

_ Poteau de (40×40)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 ×10 ×40 = 1.2 cm²<Aadop

_ Poteau de (35×35)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 ×10 ×35 = 1.05 cm²<Aadop

_ En zone courante (St = 15cm)

_ Poteau de (50×50)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 ×15 × 50 = 2.25 cm²<Aadop

_ Poteau de (45×45)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 ×15×45 = 2.025 cm²<Aadop

_ Poteau de (40×40)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 ×15×40 =1.80 cm²<Aadop

_ Poteau de (35×35)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 ×15×35 =1.575 cm²<Aadop.

Conclusion

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange HA8 pour tous les poteaux At= 2.01 cm²

5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.796 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (50 x 50)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{27.7 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.115 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (45 x 45)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{34.08 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.176 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (40x 40)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{35.4 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.232 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (35x 35)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{29.33 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.253 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

✚ Conclusion

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A (cm ²)	A adopté
Zone I (SS1 ,SS2,RDC)	50x50	20	4HA20+8HA14 = 24.88
Zone II (1,2 et 3)	45x45	16.2	4HA16+8HA14 = 20.36
Zone III (4,5et6)	40x40	12.8	12HA14 = 18.48
Zone III (7,8,9et10)	35x35	9.8	8HA14= 12.32

6-Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Poteaux (50x50)

Combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{max} \rightarrow M_2$	2288.26	12.284	0.005	20	25.12

Poteaux (45x45)

Combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	1685.63	33.037	0.019	16.2	20.6

Poteaux (40x40)

Combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	1152.5 6	29.631	0.02	12.8	14.2

Poteaux (35x35)

Combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	647.6	25.162	0.03	9.8	10.86

V-3) Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. C'est pour cela que 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'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :


- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer nos voiles par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau. Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : S-Sol1 ,S-Sol2,Rdc
- Zone II : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone III: 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage.
- Zone IV : 7^{ème} et 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage.

Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

 BAEL .91/modif 99 :

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

 RPA version 2003 :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

V.3.1) Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

❖ Exposé de la méthode des bandes

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile $B = e \times L$.

I : inertie du voile.

V, V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$).

Note

Le ferrailage des voiles se fera comme celui des poteaux, par zone, il se fera en fonction de l'épaisseur des voiles et de la section des raidisseurs de ces voiles car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

❖ Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur(d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

Avec :

- $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$
- L_t : longueur tendue = $L - L_c$

L_c : longueur de la zone comprimée

h_e : hauteur d'étage.

L_t : longueur de la zone tendue.

Remarque

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

1/ détermination des armatures

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

a)- Armatures verticales

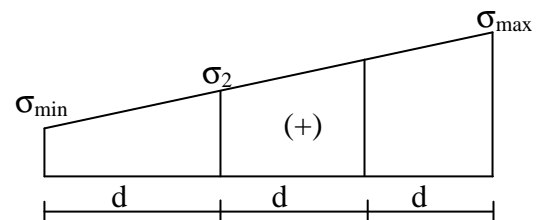
- 1^{er} cas : Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

(SEC) :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.



La section d'armature est calculée comme suit :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s (2\text{‰})}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de 2‰

$$\Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

- Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

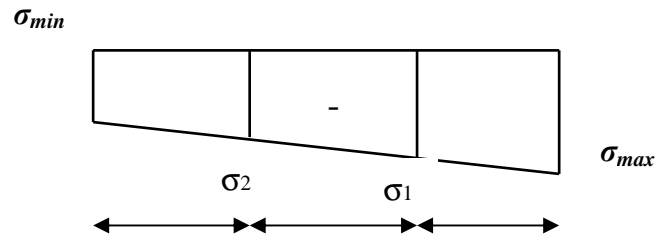
$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

➤ **2^{ér} cas : Section entièrement tendue (SET)**

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s(2\%_0)}}$$

Avec : $\sigma_{s(2\%_0)} = 400 \text{ MPa}$.



- Armatures minimales : (BAEL 91)

➤ D'après le BAEL 91(A 4.2,1) : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm²)

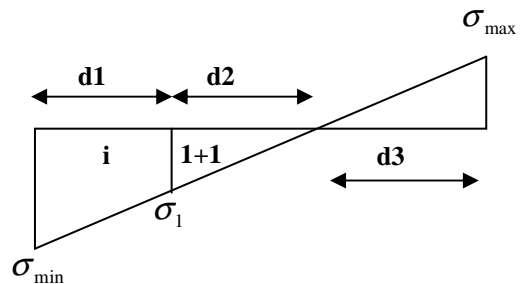
➤ D'après le RPA 99 art 7.7.4.1 : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm²)

Donc : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{0,23 B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B\right)$

➤ **3^{ème} cas : Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e_i$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$



La section d'armature est calculée comme suit

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$.

- Armatures minimales

➤ D'après le BAEL 91(A 4.2,1) : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_c}$ (cm^2)

➤ D'après le RPA 99 art 7.7.4.1 : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm^2)

Donc : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.23 B f_{t28}}{f_c} ; 0,002B\right)$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b)-_Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

❖ D'après le RPA 99 version 2003

$A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

❖ D'après le BAEL91modifiée99

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

c)- Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Et :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d)- Armatures transversales

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/Version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

e)- 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 verticales 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 **4 HA10 (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.

f)- Dispositions constructives

- **Espacement constructive** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

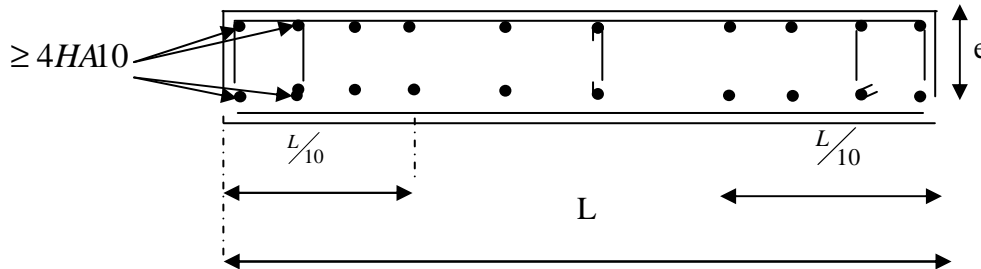
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30cm\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Longueur de recouvrement** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

2/Vérifications

- **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$N_s = G + Q \text{ (effort normal maximal de service)}$$

B : section du béton.

$A = A_v$: section d'armatures adoptées

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

➤ Selon le RPA 99/Ver 2003 : (Art : 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

$d = 0,9 h$: hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

➤ Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,26 \text{ Mpa} \quad (\text{avec : } \gamma_b = 1.15).$$

 **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage des voiles VL1 de la zone I:

$$B = 0.37 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 4929.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6349.61 \text{ N/m}^2$$

Calcul de L_c

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \quad L_c = \frac{492989}{634961 + 492989} \times 1.85 = 0.81 \text{ m}$$

$L_c = 0.81 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

$$\Rightarrow L_t = L - L_c = 1.04 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d = L_t / 2 = 0.52$$

$$\sigma_1 = (l_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 2464.945 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 385.06 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma}{2} \cdot d \cdot e = 128.353 \text{ kN}$$

Calcul des armatures

➤ Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 9.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 3.21 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left(0,5 \% B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Telque $B = d \times e$

$$A_{\min} = 5.47 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales

D'après le **BAEL 91** :

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopte}}{4} ; A_H = \frac{15.4}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA révisé 2003**

$$A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 1.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.51 cm²/ml

Avec : St = 20 cm

➤ Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 231,96}{400 \times 10^3}$$

$$A_{vj} = 8,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures totales**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,63 + \frac{8,93}{4} = 11,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,21 + \frac{8,93}{4} = 5,44 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter pour la 1^{ère} bande : **2*5 HA14** soit $A_v = 15,4 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $e_p = 10 \text{ cm}$ à l'extrémité et $e_p = 15 \text{ cm}$ au milieu.

Le ferrailage à adopter pour la 2^{ème} bande : **2*4 HA12** soit $A_v = 9,03 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $e_p = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{231,96 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 521} = 2,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 2,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

RPA 2003 :

$$\tau_u = \frac{1,4T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 231,96 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 521} = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1541 \cdot 10^3}{0,37 \cdot 10^6 + 15(8,93 \cdot 10^2)}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferraillage du voile VESC

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,91	1,885	1,86	1,835	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,382	0,377	0,372	0,367	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3051,24	1890,02	2172,99	2286,45	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6936,05	-6080,66	-4887,53	-3769,82	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		186,56	147,87	131,6	100,97
	L _t (m)		1,33	1,44	1,29	1,14
	L _c (m)		0,58	0,45	0,57	0,69
	d (m)		0,663	0,719	0,644	0,571
	σ_1 [KN/m ²]		1525,620	945,010	1086,495	1143,225
	N (kN)	N ₁	303,55	203,84	209,84	195,87
		N ₂	101,185	67,947	69,946	65,291
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,59	5,10	5,25	4,90
		A _{v2}	2,53	1,70	1,75	1,63
	A _{vj} (cm ²)		7,18	5,69	5,07	3,89
	A _{vj} correspond (cm2)		2,49	2,17	1,75	1,21
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v_{icor}}	10,08	7,27	7,00	6,11
		A2=A _{v2} +A _{v_{icor}}	5,02	3,87	3,50	2,84
	A _{min} (cm ²)		6,96	7,55	6,76	6,00
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11,3	11,3	11,3	11,3
		Bonde 2	15,81	15,81	15,81	15,81
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA12	2X5HA12	2X5HA12
Bonde 2			2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12	2x5HA12
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,99	2,16	1,93	1,71	
A _H /nappe (cm ²)		2,83	2,83	2,83	2,83	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
ep =20cm		(A=4.51cm ²)	(A=4.51cm ²)	(A=4.51cm ²)	(A=4.51cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,543	0,436	0,393	0,306
		τ_b (MPa)	0,760	0,610	0,550	0,428
	ELS	N _s (kN)	2861,11	2299,43	1665,79	980,1
σ_b (MPa)		6,77	5,51	4,04	2,40	

Ferraillage du VL1

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,85	1,825	1,8	1,775	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,37	0,365	0,36	0,355	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4929,89	3014,77	2726,06	2613,28	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6349,61	-4268,13	-4200,82	-3861,69	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	231,96	175,56	126,95	114,24	
	L _t (m)	1,04	1,07	1,09	1,06	
	L _c (m)	0,81	0,76	0,71	0,72	
	d (m)	0,521	0,535	0,546	0,529	
	σ_1 [KN/m ²]	2464,945	1507,385	1363,030	1306,640	
	N (kN)	N ₁	385,06	241,83	223,19	207,48
		N ₂	128,353	80,610	74,395	69,161
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,63	6,05	5,58	5,19
		A _{v2}	3,21	2,02	1,86	1,73
	A _{vj} (cm ²)		8,93	6,76	4,89	4,40
	Avj correspond (cm2)		2,51	1,98	1,48	1,31
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vjcor}	12,14	8,03	7,06	6,50
		A2=A _{v2} + A _{vjcor}	5,72	4,00	3,34	3,04
	A _{min} (cm ²)		5,47	5,62	5,73	5,56
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,4	11,3	11,3	11,3
		Bonde 2	9,03	9,03	9,03	9,03
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA14	2X5HA12	2X5HA12
Bonde 2			2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2x4HA12
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,56	1,60	1,64	1,59	
A _H /nappe (cm ²)		3,85	2,83	2,83	2,83	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	
ep =20cm	(A=4,51cm ²)	(A=4,51cm ²)	(A=4,51cm ²)	(A=4,51cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,697	0,534	0,392	0,358
		τ_b (MPa)	0,975	0,748	0,549	0,501
	ELS	N _s (kN)	1541	1218,98	852,11	474,07
σ_b (MPa)		3,79	3,08	2,18	1,23	

Ferrailage du VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,15	2,125	2,1	2,075	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,43	0,425	0,42	0,415	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5640,14	3343,11	2791,48	2647,88	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7313,55	-4905,70	-4303,94	-3722,93	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	350,72	264,67	314,84	153,95	
	L _t (m)	1,21	1,26	1,27	1,21	
	L _c (m)	0,94	0,86	0,83	0,86	
	d (m)	0,607	0,632	0,637	0,606	
	σ_1 [KN/m ²]	2820,070	1671,555	1395,740	1323,940	
	N (kN)	N ₁	513,48	316,87	266,69	240,81
		N ₂	171,160	105,623	88,896	80,269
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,84	7,92	6,67	6,02
		A _{v2}	4,28	2,64	2,22	2,01
	A _{vj} (cm ²)		13,50	10,19	12,12	5,93
	Avj correspond (cm2)		3,81	3,03	3,68	1,73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vicor}	16,65	10,95	10,34	7,75
		A2=A _{v2} + A _{vicor}	8,09	5,67	5,90	3,74
	A _{min} (cm ²)		6,37	6,63	6,69	6,37
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	20,09	11,3	11,3	11,3
		Bonde 2	9,03	9,03	9,03	9,03
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA16	2X5HA12	2X5HA12
Bonde 2			2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2x4HA12
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,82	1,90	1,91	1,82	
A _H /nappe (cm ²)		5,02	2,83	2,83	2,83	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA14	4HA12	4HA12	4HA12	
ep =20cm		(A=6,16cm ²)	(A=4,51cm ²)	(A=4,51cm ²)	(A=4,51cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,906	0,692	0,833	0,412
		τ_b (MPa)	1,269	0,969	1,166	0,577
	ELS	N _s (kN)	1859,22	1527,09	1071,61	960,61
σ_b (MPa)		3,93	3,35	2,38	2,16	

Ferraillage du VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,34	2,319	2,29	2,265	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,468	0,4638	0,458	0,453	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4539,27	2637,3	2963,38	3337,65	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7520,82	-7840,06	-6729,53	-5282,16	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	349,25	224,09	183,98	140,49	
	L _t (m)	1,46	1,74	1,59	1,39	
	L _c (m)	0,88	0,58	0,70	0,88	
	d (m)	0,730	0,868	0,795	0,694	
	σ_1 [KN/m ²]	2269,635	1318,650	1481,690	1668,825	
	N (kN)	N ₁	496,80	343,23	353,36	347,44
		N ₂	165,599	114,411	117,786	115,814
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,42	8,58	8,83	8,69
		A _{v2}	4,14	2,86	2,94	2,90
	A _{vj} (cm ²)		13,45	8,63	7,08	5,41
	Avj correspond (cm2)		4,19	3,23	2,46	1,66
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vjcor}	16,61	11,81	11,29	10,34
		A2=A _{v2} + A _{vjcor}	8,33	6,09	5,40	4,55
	A _{min} (cm ²)		7,66	9,11	8,35	7,29
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	18,48	13,57	13,57	13,57
		Bonde 2	24,88	24,88	24,88	24,88
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x6HA14	2X6HA12	2X6HA12
Bonde 2			2X11HA12	2X11HA12	2X11HA12	2×11HA12
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,19	2,60	2,38	2,08	
A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,95	3,39	2,83	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA14	4HA12	4HA12	4HA12	
ep =20cm		(A=6,62cm ²)	(A=4,51cm ²)	(A=4,51cm ²)	(A=4,51cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,829	0,537	0,446	0,345
		τ_b (MPa)	1,161	0,752	0,625	0,482
	ELS	N _s (kN)	3659,05	2913,84	2102,05	1219,91
		σ_b (MPa)	7,14	5,74	4,24	2,52

Ferraillage du VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,85	3,75	3,8	3,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,77	0,75	0,76	0,74	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3115,56	2770,41	1709,35	1493,66	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5020,43	-4475,11	-3056,73	-2533,68	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	592,69	461,72	314,84	254,27	
	L _t (m)	2,38	2,32	2,44	2,33	
	L _c (m)	1,47	1,43	1,36	1,37	
	d (m)	1,188	1,158	1,219	1,164	
	σ_1 [KN/m ²]	1557,780	1385,205	854,675	746,830	
	N (kN)	N ₁	555,12	481,25	312,44	260,76
		N ₂	185,041	160,417	104,148	86,921
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13,88	12,03	7,81	6,52
		A _{v2}	4,63	4,01	2,60	2,17
	A _{vj} (cm ²)		22,82	17,78	12,12	9,79
	Avj correspond (cm2)		7,04	5,49	3,89	3,08
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vjcor}	20,92	17,52	11,70	9,60
		A2=A _{v2} + A _{vjcor}	11,67	9,50	6,49	5,25
	A _{min} (cm ²)		12,47	12,16	12,79	12,22
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	27,72	20,33	22,6	20,33
		Bonde 2	18,07	18,07	18,07	18,07
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x9HA14	2X9HA12	2X10HA12
Bonde 2			2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12	2x8HA12
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,56	3,47	3,66	3,49	
A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,08	5,65	5,08	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA16	4HA14	4HA14	4HA14	
ep =20cm	(A=8.03cm ²)	(A=6,16cm ²)	(A=6.166cm ²)	(A=6.16cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,855	0,684	0,460	0,382
		τ_b (MPa)	1,197	0,958	0,644	0,535
	ELS	N _s (kN)	2615,77	1632,43	1261,14	784,56
σ_b (MPa)		3,12	2,02	1,54	0,98	

Ferraillage du VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,2	3,15	3,1	3,05	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,64	0,63	0,62	0,61	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3524,44	2536,75	1742,4	1244,23	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5659,53	-4566,18	-3586,65	-2252,51	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	441,78	282,26	205,15	166,4	
	L _t (m)	1,97	2,03	2,09	1,96	
	L _c (m)	1,23	1,12	1,01	1,09	
	d (m)	0,986	1,013	1,043	0,982	
	σ_1 [KN/m ²]	1762,220	1268,375	871,200	622,115	
	N (kN)	N ₁	521,26	385,27	272,65	183,34
		N ₂	173,752	128,423	90,884	61,114
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13,03	9,63	6,82	4,58
		A _{v2}	4,34	3,21	2,27	1,53
	A _{vj} (cm ²)		17,01	10,87	7,90	6,41
	Avj correspond (cm2)		5,24	3,49	2,66	2,06
	A (cm ²)	A1=A _{v1} + A _{vjcor}	18,27	13,12	9,47	6,65
		A2=A _{v2} + A _{vjcor}	9,58	6,70	4,93	3,59
	A _{min} (cm ²)		10,35	10,63	10,95	10,31
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	24,64	18,07	18,07	18,07
		Bonde 2	15,81	15,81	15,81	15,81
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2x8HA14	2X8HA12	2X8HA12
Bonde 2			2X7HA12	2X7HA12	2X7HA12	2x7HA12
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,96	3,04	3,13	2,95	
A _H /nappe (cm ²)		6,16	4,52	4,52	4,52	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA14	4HA14	4HA14	4HA14	
ep =20cm		(A=6.16cm ²)	(A=6.16cm ²)	(A=6.16cm ²)	(A=6.16cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,767	0,498	0,368	0,303
		τ_b (MPa)	1,074	0,697	0,515	0,424
	ELS	N _s (kN)	2557,13	2159,02	1575,77	933,36
		σ_b (MPa)	3,65	3,17	2,35	1,41

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI) Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.1) Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

❖ Etude du sol

La contrainte du sol qui nous a été transmise par le bureau d'étude est de 3bars.

VI.2) Dimensionnement

A- Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \implies k \frac{50}{50} = 1 \text{ d'ou } A = B$$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \times \sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{\text{ser}} = 2288.26 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2288.26}{300 \times 1}} = 2.76 \text{ m.}$$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

B- Semelles filantes

1- Semelles filantes sous poteaux

a) Etape de calcul

- ◆ Détermination de la résultante des charges : $\mathbf{R} = \sum \mathbf{N}i$
- ◆ Détermination des coordonnées de la structure \mathbf{R} : $e = \frac{\sum N_i x e + \sum M_i}{R}$
- ◆ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

❖ $e \leq \frac{L}{6} \implies$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

➤ Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

❖ $e > \frac{L}{6} \implies$ Répartition triangulaire.

b) Exemple de calcul

- **Détermination de la résultante des charges**

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur).

Tableau 1: Tableau des efforts normaux sous les poteaux

Poteaux	Ni	Mi	Ei	Ni x ei
1	1595.91	-5.832	-8.8	-14044.01
2	1515.74	-1.173	-5.45	-8260.8
3	1492.06	2.547	-2.15	-3207.93
4	1793.35	-12.779	0.6	-1076.01
5	2288.26	12.284	6.1	13958.38
6	1763.16	4.551	8.8	15515.81
Somme	10448.48	-0.402	-0.9	-9403.63

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle**

$$R = \sum N_i = 10448.48 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-9403.63 - 0.402}{10448.48} = -0.9$$

$e = -0.9 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.6}{6} = 2.93 \text{ m}$ nous \Rightarrow avons une répartition trapézoïdale.

$$Q_{\min} = \frac{10448.48}{17.6} \left(1 - \frac{6 \times 0.9}{17.6}\right) = 411.52 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\max} = \frac{10448.48}{17.6} \left(1 + \frac{6 \times 0.9}{17.6}\right) = 775.81 \text{ kN/ml}$$

$$Q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{10448.48}{17.6} \left(1 + \frac{3 \times 0.9}{17.6}\right) = 684.73 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{684.73}{300} = 2.3 \text{ m}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 2.3 \times 17.6 = 40.5 \text{ m}^2$.

2- Semelles filantes sous voiles

Nous avons :
$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles longitudinaux

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	1541	1.6	4.815625	7.705
VL2	1859.22	1.9	4.892684	9.2961
VL3	3659.05	2.09	8.753708	18.29525
				35.29635

Tableau 3 : Surface des semelles filantes sous les voiles transversaux

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	2615.77	3.35	3.90413433	13.07885
VT2	2557.13	2.7	4.73542593	12.78565
VTesc	2863.77	1.66	8.62581325	14.31885
				40.18335

Surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_v = \sum S_i = 35.3 + 40.2 = 75.5 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_x \times n + S_v = 40.5 \times 6 + 75.5 = 318.5 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{318.5}{341.44} = 0,93$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 93%.

Conclusion

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.3) Radier général

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

A) Pré dimensionnement du Radier

❖ Sous voile

1) La condition minimale d'épaisseur

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm).

2) Selon les conditions forfaitaires

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{\max} = 5.5$ m)

$$\frac{L_{\max}}{8} = \frac{550}{8} = 68.75 \text{cm}$$

$$\frac{L_{max}}{5} = \frac{550}{5} = 110\text{cm}$$

$$\Rightarrow 68.75 \text{ cm} \leq h \leq 110\text{cm}$$

Nous prenons : $h_y = 70 \text{ cm}$

❖ Sous poteaux

1) Epaisseur du tablier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5\text{cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h_d = 40\text{cm}$$

2) La nervure

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = 55\text{cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h_n = 55\text{cm}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow \text{Nous prenons : } b_n = 30\text{cm}$$

3) La condition de longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

- Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
- Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ; $K = 40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : l'Inertie de section du radier (Bande de 1m) .

E : module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

L_{max} = Distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{max} = 5.5\text{m}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.5}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1m \Rightarrow \text{Nous prenons } h = 1.2m$$

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 0,4 \times 1.2 \leq b_n \leq 0,7 \times 1.2$$

$$\Rightarrow 0.48 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.84 \text{ cm}$$

Soit : $b_n = 55 \text{ cm}$.

✚ Conclusion

$h_n = 1.2m$ hauteur de la nervure.

$h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.

$b_n = 55 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

▣ Détermination de la surface du radier

- Poids de la structure

Charges permanentes $G = 52733.36 \text{ kN}$

Charges d'exploitation $Q = 14634.52 \text{ KN}$

- Combinaisons d'actions

à l'ELU : $N_u = 1.35 G + 1.5Q$

$N_u = 1.35 \times 52733.36 + 1.5 \times 14634.52 = 93141.82 \text{ kN}$

à l'ELS : $N_s = G + Q$

$N_s = 52733.36 + 14634.52 = 67367.88 \text{ kN}$

à l'ELU : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{93141.82}{1.33 \times 300} = 233.44 \text{ m}^2$.

à l'ELS : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{67367.88}{300} = 224.56 \text{ m}^2$.

$\Rightarrow S_{\text{bat}} = 341.44 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{elu}}, S_{\text{els}}) = 233.44 \text{ m}^2$

✚ Remarque

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

\Rightarrow Nous ajoutons au radier un débord de 60cm dans les trois sens.

Donc on aura une surface totale de radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{deb}} = 0.6 \times 17.6 = 10.56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 341.44 + 10.56 = 352 \text{ m}^2$$

▣ Calcul des sollicitations à la base du radier

1) Charges permanentes

Poids du bâtiment $G_{\text{bat}} = 52733.36 \text{ kN}$

Poids du radier

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids du TVO} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

- Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 352 \times 0.4 \times 25 = 3520 \text{ kN}$$

- Poids des nervures :

$$\begin{aligned} P_2 &= b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ &= (0.55 \times (1.2 - 0.4) \times 17.6 \times 6 + 0.55 \times (1.2 - 0.4) \times 19.4 \times 6) \times 25 \\ &= 2442 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Poids du TVO :

$$\begin{aligned} P_3 &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho \\ \text{Avec : } S_{\text{ner}} &= (1.2 \times 17.6 \times 6) + (1.2 \times 19.4 \times 6) = 266.4 \text{ m}^2 \\ P_3 &= (352 - 266.4) \times (1.2 - 0.4) \times 17 = 1164.16 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$\begin{aligned} P_4 &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b \\ &= (352 - 266.4) \times 0.1 \times 25 = 214 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_{\text{rad tot}} &= P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \\ &= 3520 + 2442 + 1164.16 + 214 = 7340.16 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Surcharge d'exploitation

- Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 14634.52 \text{ kN}$
- Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 266.4 \times 4 = 1065.6 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 7340.16 + 52733.36 = 60073.52 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 1065.6 + 14634.52 = 15700.12 \text{ kN}$$

4) Combinaisons d'actionà l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

$$= 1.35 \times 60073.52 + 1.5 \times 15700.12 = 104649.43 \text{ kN}$$

à l'ELS : $N_s = G + Q$

$$= 60073.52 + 15700.12 = 75773.64 \text{ kN}$$

▣ Calcul des caractéristiques géométriques du radier**• Centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.7 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.8 \text{ m}$$

Avec :

Si : aire du panneau considéré.

Xi, Yi : centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'Inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19.4 \times 17.6^3}{12} = 8813.7 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hx b^3}{12} = \frac{17.6 \times 19.4^3}{12} = 10708.7 \text{ m}^4$$

B) Vérifications**➤ Vérification de contraintes de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$B = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$= \frac{104649.43 \times 1}{352} \times \frac{5.5}{2} = 817.6 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{817.6 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \tau_u = 2.27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi nous devons vérifier que :

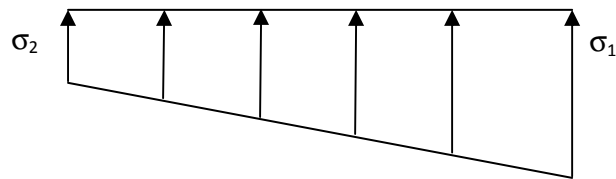


Figure VI-1 : Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 104649.43 \text{ kN} \quad ; \quad N_s = 75773.64 \text{ kN}$$

∞ **Sens longitudinal**

$$\text{A l'ELU: } M_x = 64452.362 + 2359.56 \times 1,00 = 66811.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{104649.43}{352} + \frac{66811.92}{10708.7} \times 9.7 = 357.82 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{104649.43}{352} - \frac{66811.92}{10708.7} \times 9.7 = 236.8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 357.82 + 236.8}{4} = 327.56 \text{ kN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 300 = 399 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS: $M_x = 6177.816 + 7805.77 \times 1,00 = 13983.6 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75773.64}{352} + \frac{66811.92}{10708.7} \times 9.7 = 275.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75773.64}{352} - \frac{66811.92}{10708.7} \times 9.7 = 154.74 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 275.8 + 154.74}{4} = 245.55 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

∞ Sens transversal

A l'ELU: $M_y = 65235.338 + 2455.12 \times 1,00 = 67690.45 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{104649.43}{352} + \frac{67690.45}{8813.7} \times 8.8 = 364.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{104649.43}{352} - \frac{67690.45}{8813.7} \times 8.8 = 229.7 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 364.9 + 229.7}{4} = 331.1 \text{ kN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 300 = 399 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

A l'ELS: $M_y = 65235.38 + 2455.12 \times 1,00 = 67690.45 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75773.64}{352} + \frac{67690.45}{8813.7} \times 8.8 = 282.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75773.64}{352} - \frac{67690.45}{8813.7} \times 8.8 = 147.7 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 282.8 + 147.7}{4} = 249 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS		
		σ_1	σ_2	σ_{moy}	σ_1	σ_2	σ_{moy}
Sens	Longitudinal	357.82	236.8	327.56	275.8	154.7	245.55
	Transversal	364.9	229.7	331.1	282.8	147.7	249

Tableau VI-4 : Résultats du calcul des contraintes.

Remarque

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier.

- **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

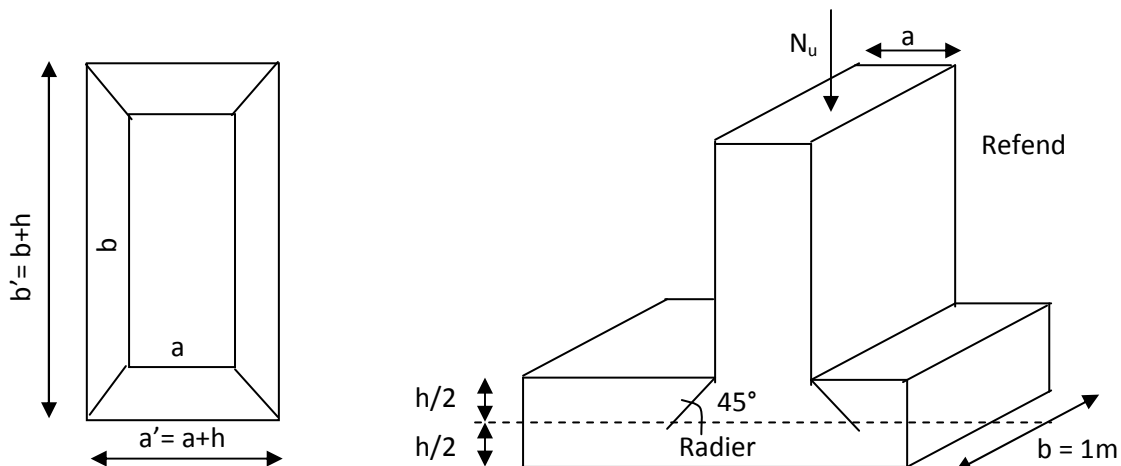


Figure VI-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1,2) = 6,80 \text{ m}$$

✓ Vérification pour les poteaux

$$N_u = 2288,26 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 6,80 \times 1,2 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 9520 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Vérification à l'effort sous pressions

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier ; P = 60073.52 KN.

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,2 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 352 \times 10 \times 1.2 = 6336 \text{ kN}$$

$$P > 6336 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

*** Ferrailage du radier**

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

A) Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés nous distinguons deux cas :

*** 1^{er} Cas**

Si : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

* 2^{ème} Cas

Si : $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1) Identification du panneau le plus sollicité

$$L_x = 4.8 \text{ m} ; L_y = 5,5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,80}{5,50} = 0,87$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = 331,1 \text{ kN/m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = 249 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(331,1 - \frac{7340,16}{352}\right) \times 1 \text{ m} = 310,24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(249 - \frac{7340,16}{352}\right) \times 1 \text{ m} = 228,15 \text{ KN/ml.}$$

2) Calcul a' L'ELU

$$q_u = 310.24 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy}

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0488 \times 310.24 \times (4,8^2) = 348.82 \text{ kNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,721 \times 348.82 = 251.5 \text{ kNm}$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de $(-0,5)$ aux appuis et $(0,75)$ en travée.

b) Ferrailage dans le sens x - x

- *Aux appuis*

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,50 \times 348.82 = 174.41 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{174.41 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,085 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,085 \rightarrow \beta = 0,9555 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{174.41 \times 10^3}{0,9555 \times 38 \times 348} = 13.8 \text{ cm}^2$$

Soit : $10 \text{ HA } 12 + 2 \text{ HA } 14 = 14.39 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 8 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$;

➤ *Entravée :*

$$M_t = 0,75 \times 348.82 = 261.62 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{261.62 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,128 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,094 \rightarrow \beta = 0,931 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{261.62 \times 10^3}{0,931 \times 38 \times 348} = 21.24 \text{ cm}^2$$

Soit : $10 \text{ HA } 16 + 2 \text{ HA } 12 = 22.37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 8 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$;

c) Ferrailage dans le sens y - y

- *Aux appuis*

$$M_a = 0,5 M_{oy} = 0,50 \times 251.5 = 125.75 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{125.75 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,061 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,061 \rightarrow \beta = 0,9685 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{125.75 \times 10^3}{0,9685 \times 38 \times 348} = 9.82 \text{ cm}^2$$

Soit : $10 \text{ HA } 12 = 11.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 10 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$;

➤ *En travée*

$$M_t = 0,75 \times 251,5 = 188,63 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{188,63 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,092 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{188,63 \times 10^3}{0,952 \times 38 \times 348} = 14,9 \text{ cm}^2$$

Soit : $10 \text{ HA } 14 = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 10 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$;

3) Calcul a LELS

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy}

$$q_s = 228,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,87 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{ox} , M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0488 \times 228,15 \times (4,8)^2 = 256,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0,75 \times 256,52 = 192,4 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments aux appuis et en travées dans les deux sens :

Sens xx :

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 256,52 = 128,26 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 128,26 = 96,2 \text{ kN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 192,4 = 96,2 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 96,2 = 72,15 \text{ kN.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	174.41	128.26	1,36	0,085	0,11265	0,43	CV
	Travée	161.62	96.2	1,68	0,078	0,1016	0,59	CV
Y- Y	Appuis	125.75	96.2	1,3	0,061	0,08015	0,4	CV
	Travée	188.63	72.15	2,61	0,092	0,1209	1.055	CV

Tableau VI-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

c) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour HA Fe E400 et $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,87$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,87}{2} = 3,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 14,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 11,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 22,37 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 15,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

VI-4) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

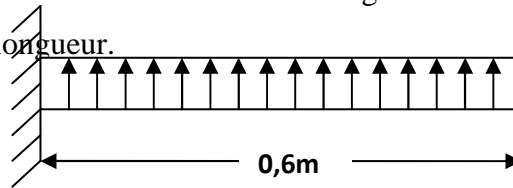


Figure VI-6 : schéma statique de débord

1) Sollicitations de calcul

a L'ELU : $q_u = 310.24 \text{ kN/ml}$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{310.24 \times 0,6^2}{2} = -55.84 \text{ KN.m}$$

a L'ELS : $q_s = 228.15 \text{ KN/ml}$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{228.15 \times 0,6^2}{2} = -41.07 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures

$b = 1 \text{ m}$; $d = 38 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55.84 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta_u = 0,9865$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{55.84 \times 10^3}{0.9865 \times 38 \times 348} = 4.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}14/\text{ml} = 6.16 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

3) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec : $S_r = 25\text{cm}$.

4) Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 38 \times 2,1}{400} = 4,59 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5) Vérification à l'ELS

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{55.84}{41.07} = 1.36$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55.84 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,027 \implies \alpha = 0.03555$$

$$\alpha = 0.03555 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43$$

\implies Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI-5) Ferrailage de la nervure

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 120 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VI-5-1) Détermination des efforts et calcul des armatures

A- Sens longitudinal (X-X)

ELU: $q_u = 310,24 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = 228,15 \text{ kN/ml}$

1- ELU

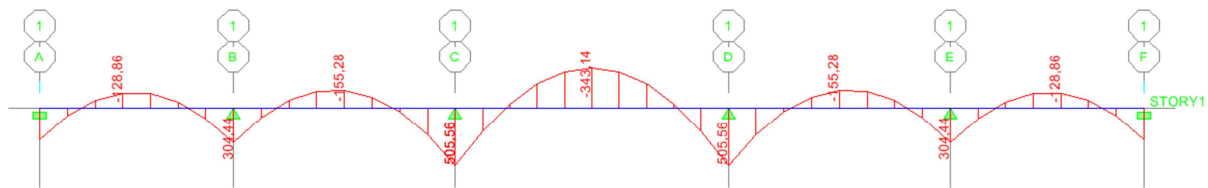


Figure VI-8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

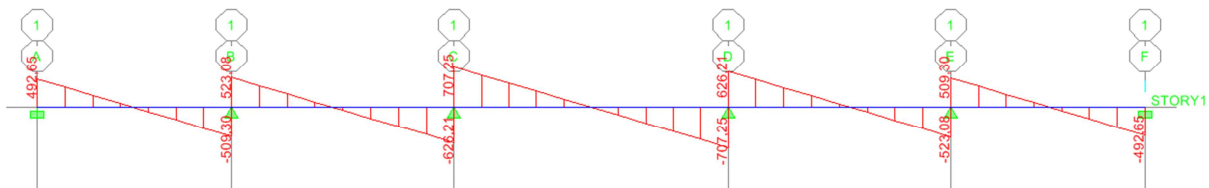


Figure VI-9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments M_{\max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures:

$$M_t^{\max} = -343.14 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 505.56 \text{ kN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- *Aux appuis*

$$M_a = 505.56 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{505.56 \times 10^3}{55 \times 115^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,049 \rightarrow \beta = 0,9745$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{505.56 \times 10^3}{0,9745 \times 115 \times 348} = 10,6 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4HA12= 10.68cm²

- *En travée*

$$M_t = -343.14 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{343.14 \times 10^3}{55 \times 115^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,033 \rightarrow \beta = 0,9835$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{343.14 \times 10^3}{0,9835 \times 115 \times 348} = 6,07 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14= 6.16 cm²

2- ELS

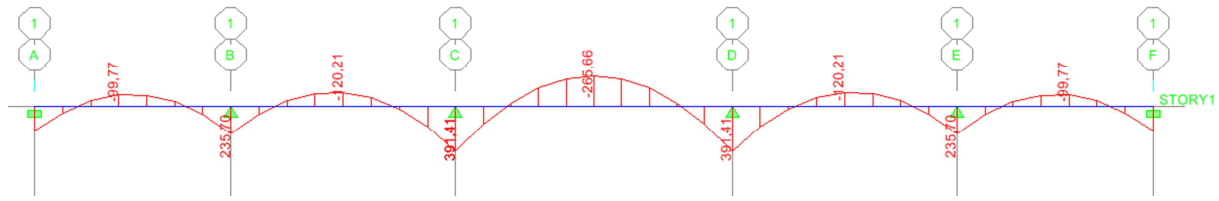


Figure VI-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

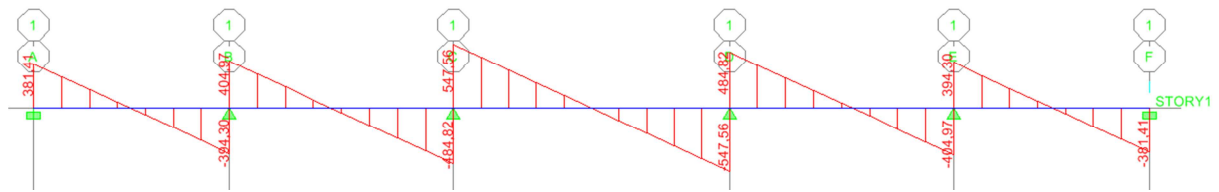


Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	505.56	391.41	1,29	0,048	0,0615	0,39	Vérifiée
	Travée	-343.14	-265.66	1,29	0,033	0,04325	0,39	Vérifiée

Tableau VI-5 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

B- Sens transversale

ELU : q_u = 310.24 kN/m

ELS : q_s = 228.15 kN/m

1- ELU

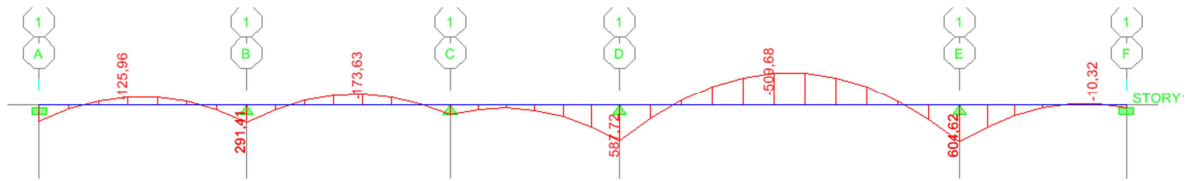


Figure VI-14 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

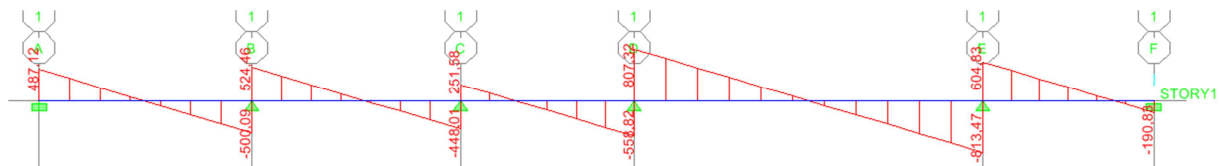


Figure VI-15 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Calcul des armatures

$$M_t^{\max} = -509.68 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 604.62 \text{ kN.m}$$

$$b = 55\text{cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• Aux appuis

$$M_a = 604.62 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{604.62 \times 10^3}{55 \times 115^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{604.62 \times 10^3}{0,970 \times 115 \times 348} = 15.57 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16 = 16,08cm²**

- *En travée*

$$M_t = -509.68 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{509.68 \times 10^3}{55 \times 115^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,049 \rightarrow \beta = 0,9745$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{509.68 \times 10^3}{0,9745 \times 115 \times 348} = 7.99 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8.04 cm²**

2-ELS

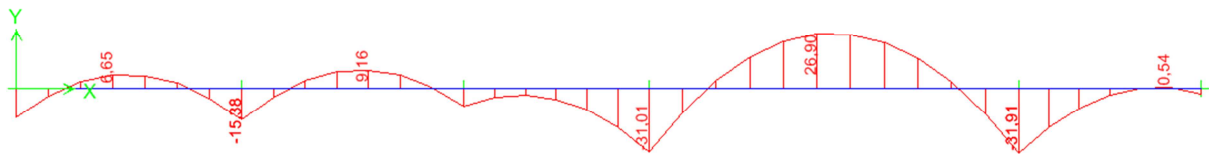


Figure VI-17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

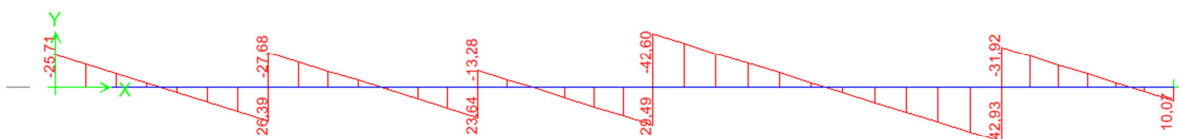


Figure VI-18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	604.62	31.91	18.9	0,058	0,0774	9.22	Vérifiée
	Travée	-509.68	-26.9	18.9	0,049	0,06415	9.22	Vérifiée

Tableau VI-6 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

VI-6) Vérification à l'ELU

- **Diamètre minimal**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33mm$$

soit $\phi_t = 8 mm$

- **Espacement des armatures**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{30 ; 19,2\}$$

Soit : **St = 15 cm.**

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 60 cm.$$

Soit : **St = 20 cm.**

- **Armatures transversales minimales**

$$A_{min} = 0.003S_t b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3cm^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{1200}{35} ; \frac{550}{10} ; 16 \right\} = \min \{34,3mm ; 55mm ; 16mm\} = 10mm$$

Soit : $\phi = 10mm$

Soit : $A_t = 6HA10 = 4,71 cm^2$ (2 cadre et un étrier)

- **Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 115 \times 2,1}{400} = 7,64 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

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

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

Avec :

$T_{u \max} = 707,25 \text{ kN}$ dans le sens longitudinal

$T_{u \max} = 813,47 \text{ kN}$ dans le sens transversal

Sens X - X: $\tau_u = \frac{707,25 \times 10^3}{550 \times 1150} = 1,12 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

VI-7) Vérifications à l'ELS

❖ Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{505,56}{391,41} = 1,29$$

$$\alpha = 0,0615 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{343,14}{265,66} = 1,29$$

$$\alpha = 0,04325 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas lieu de faire les vérifications à l'ELS.

Chapitre VII

Etude du mur plaque

Introduction

Le mur plaque est un voile destiné à reprendre les poussées de terres, due au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai.

I. Pré dimensionnement du mur plaque

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 20cm.

II. Méthode de calcul

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du 2^{ème} sous-sol.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

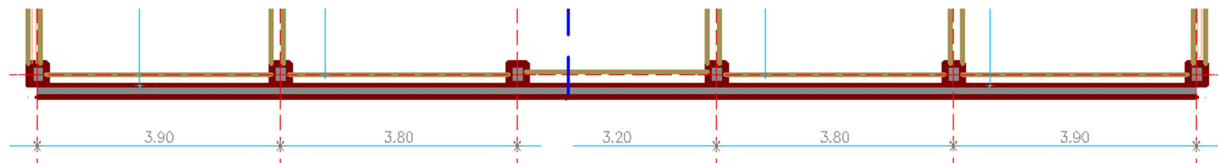


Figure VII-1-A : Schéma du mur plaque : Vue en plan

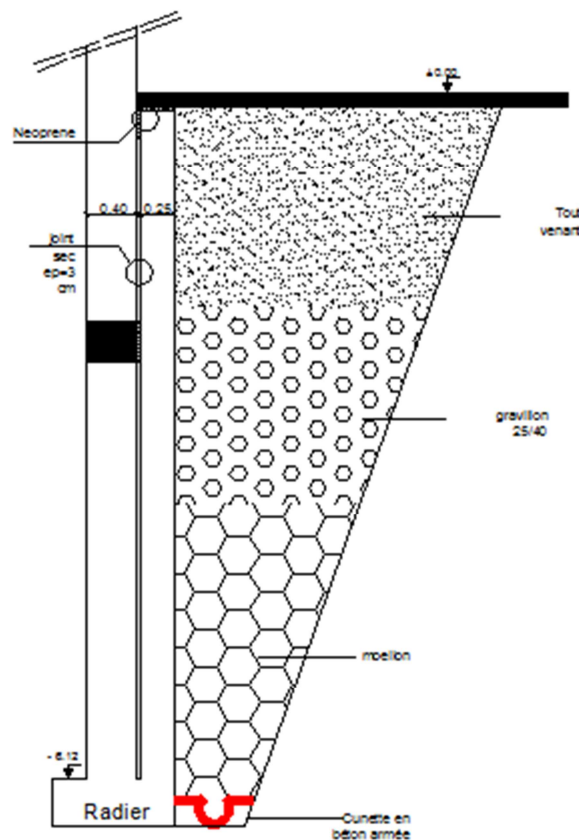


Figure VII-1-B : Schéma du mur plaque : b)- Vue en élévation

A. Détermination des sollicitations

En absence du rapport de sol nous optons pour les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10\text{kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

B. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable

$$\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

Calcul à l'ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3\text{m} \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3 + 1.5 \times 10) = 43.95 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 6\text{m} \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 6 + 10) = 78 \text{ kN/m}^2$$

Calcul à l'ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (10) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (18 \times 3 + 10) = 32 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 6 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (18 \times 6 + 10) = 59 \text{ kN/m}^2$$

C. Diagrammes des contraintes

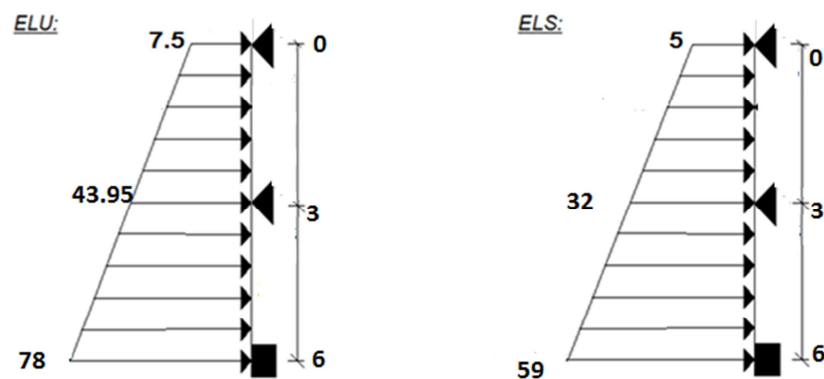


Figure VII-2 : Diagrammes des contraintes

D. Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$\underline{ELU} : q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 78 + 7.5}{4} = 60.38 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{ELS} : q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 59 + 5}{4} = 45.5 \text{ kN/ml}$$

III. Ferrailage du mur plaque

➤ Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre : (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

- Sens XX :

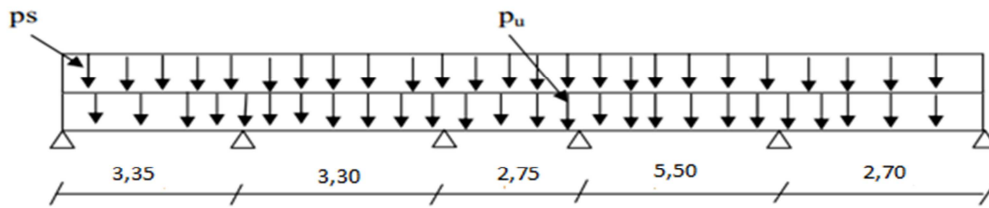


Figure VII-3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

- Sens YY :

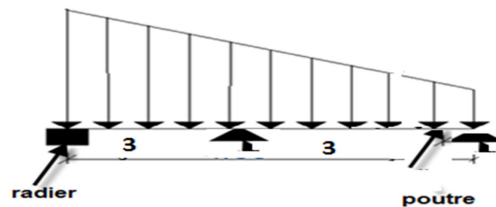
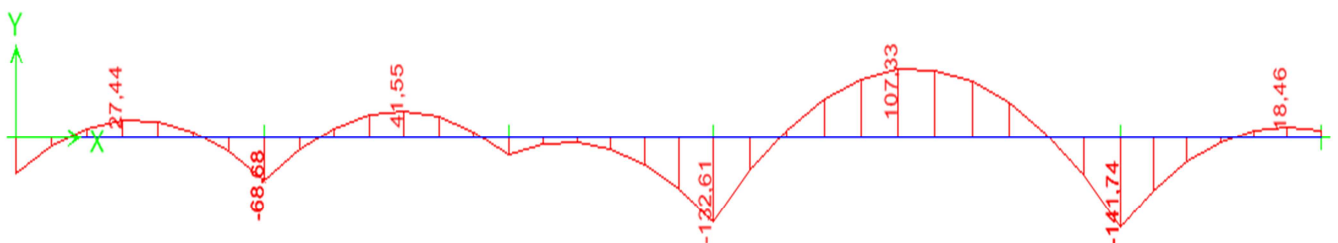


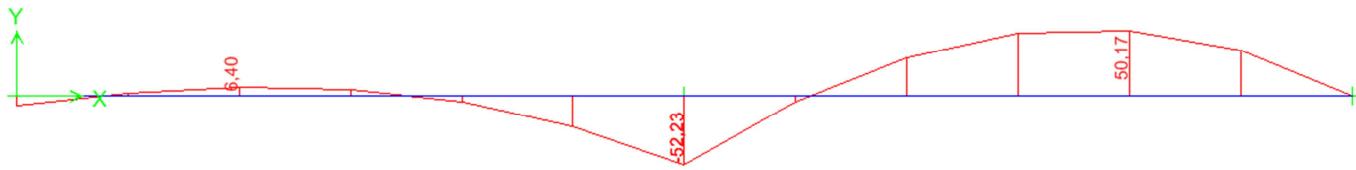
Figure VII-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y

➤ Diagramme des moments

- Sens XX :



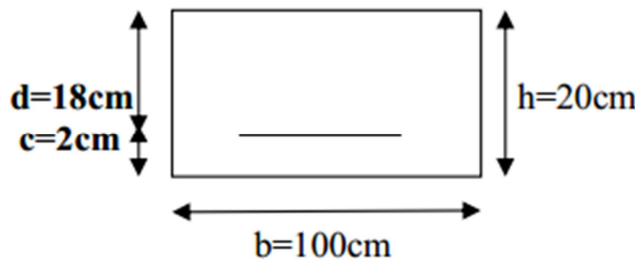
- Sens YY :



➤ **Ferraillage a l'ELU**

1) **Les armatures longitudinales**

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant

Sens	Zone	$M_u(\text{kN.m})$	μ_u	Section	β	A_{\min}	A	$A_{\text{adoptée}}$	Ferraillage
X-X	Appuis	141.74	0.308	SSA	0.810	2.17	27.9	32.15	16HA16
	Travée	107.33	0.233	SSA	0.8655	2.17	19.79	20.09	10HA16
Y-Y	Appuis	52.23	0.113	SSA	0.9285	2.17	8.98	9.03	8HA12
	Travée	50.17	0.109	SSA	0.9425	2.17	8.49	9.03	8HA12

2) Les armatures transversales

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.03}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.03}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14\text{cm}^2$$

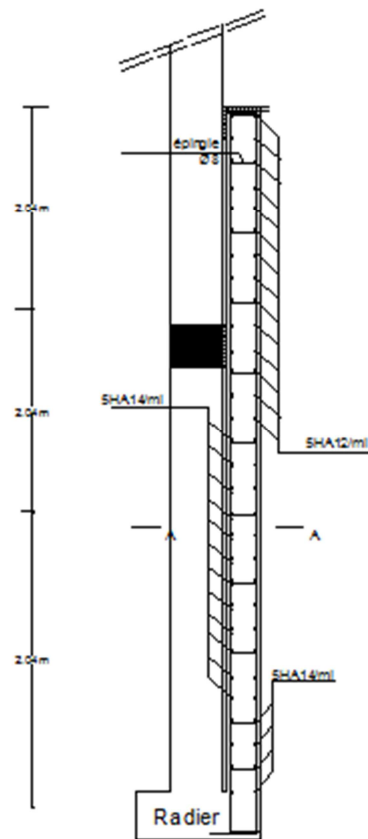


Figure VII-4 : Schéma statique du ferrailage du mur plaque

➤ Recommandation du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $(0.1\%B)$ dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$(b=1\text{m}=100\text{cm} ; h : \text{épaisseur du voile} = 20\text{cm})$

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle/m² de HA8.

❖ Vérifications à l'ELU

A. Espacement des barres

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

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

Dans le sens XX : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

B. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 3.38\text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

C. Calcul de la longueur de scellement 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.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{cm}$$

→ Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42.33\text{cm} \Rightarrow L_s = 45\text{cm}$

→ Pour $\emptyset 10$: $L_s = 35.27\text{cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1,21.

→ Pour $\emptyset 12$: $L_a = 16.92\text{cm} \Rightarrow L_a = 18\text{cm}$

→ Pour $\emptyset 10$: $L_a = 14.10\text{cm} \Rightarrow L_a = 16\text{cm}$

D. Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91 modifiée 99 : le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_i\right)$$

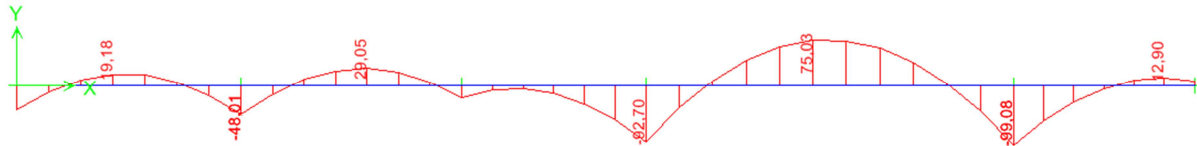
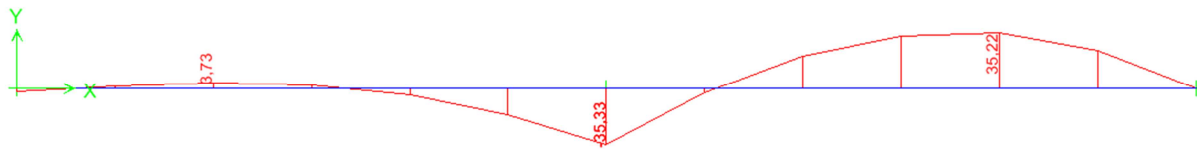
$$\emptyset \leq \min\left(\frac{1000}{35} ; \frac{200}{10} ; 10\right)$$

$$\emptyset \leq \min(28.57 ; 20 ; 10) = 10\text{mm}$$

Soit : $\emptyset = 10\text{mm}$

❖ Vérifications à l'ELS

➤ Diagramme des moments:

• Sens XX :• Sens YY :**A : Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91)**

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\sigma = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 100 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right\}$$

Avec :

- f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa
- f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa
- η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.67; \max(200; 201.63)\} = 201.63 \text{ MPa}$$

A. Etat limite dans le béton

- Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} \quad \text{avec : } K = \frac{1}{k_1}$$

D'où la contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d}$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

Sens		Ms	A _u	ρ	β	K ₁	Σs	σ _b	σ _b ⁻	Observation
X-X	Appuis	99.08	32.15	1.78	0.8295	14.325	0.206	2.95	15	observée
	Travée	75.03	20.09	1.12	0.854	19.356	0.242	4.68	15	observée
Y-Y	Appuis	35.33	9.03	0.79	0.872	24.06	0.249	5.99	15	observée
	Travée	35.22	9.03	0.50	0.893	31.73	0.242	7.67	15	observée

B. Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec : h = 30 cm hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur da la section,

d : hauteur utile de la section droite.

- Sens X-X :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 75.03 = 56.27 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 45.5 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 45.5 \times \frac{5.5^2}{8} = 172.05 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{45.5}{10 \times 172.05} = 0.026 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{20.09}{100 \times 18} = 0.0100 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens Y-Y :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 35.22 = 26.42 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 45.5 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 45.5 \times \frac{6^2}{8} = 204.75 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{45.5}{10 \times 204.75} = 0.022 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9.03}{100 \times 18} = 0.0050 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D. Contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_d} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_s \times l = 45.5 \times 5.5 = 250.25 \text{ kN}$$

$$V_y = q_s \times l = 45.5 \times 6 = 273 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{273 \times 10^3}{1000 \times 180} = 1.52 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

E. Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour le sens XX : } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 250.25}{100 \times 0.9 \times 18} = 0.31 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Pour le sens YY : } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 273}{100 \times 0.9 \times 18} = 0.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'a travaillé en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours

- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

Thèses

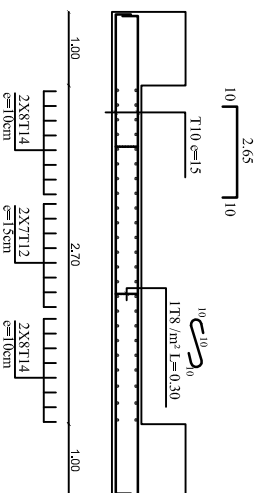
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels et programmes

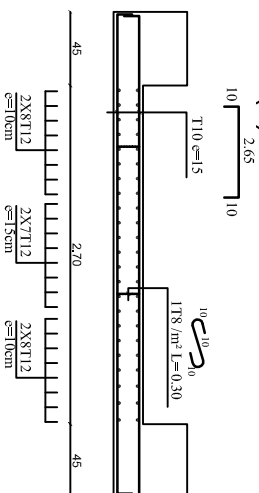
- AUTOCAD 2011 (Dessin)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc.).

Ferrailage des voiles VT2 et VT6

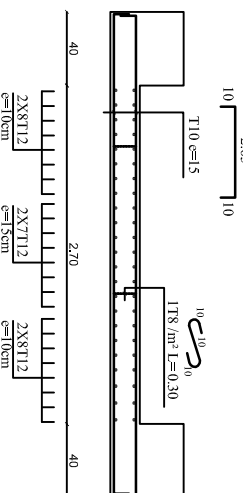
Zone (1)



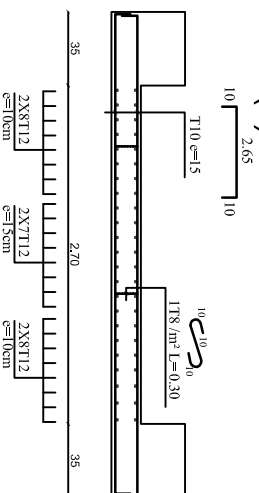
Zone (2)



Zone (3)



Zone (4)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

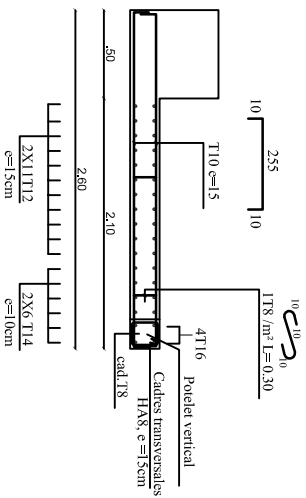
ETUDIE PAR:
 Melle AMITOUICHE Malika
 Melle KHELOUT Ghennima

DIRIGE PAR:
 Mme SMAHI

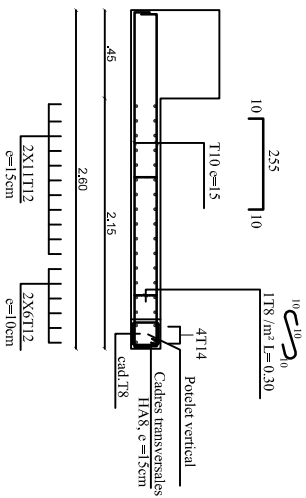
PROMOTION 2016

TITRE
 FERRAILLAGE DES VOILES

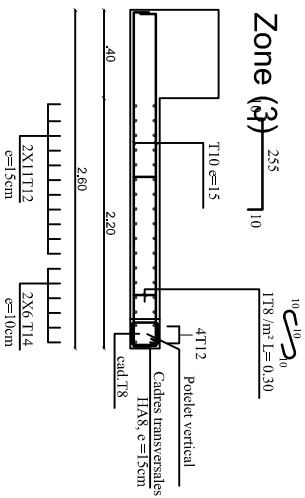
Zone (1)



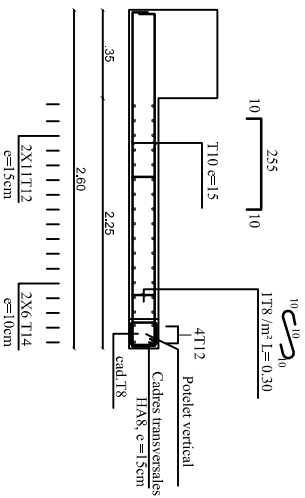
Zone (2)



Zone (3)



Zone (4)



Ferrailage des voiles VL3 et VL4

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle AMITOUCHE Malika
 Melle KHELOUT Ghennima

DIRIGE PAR:

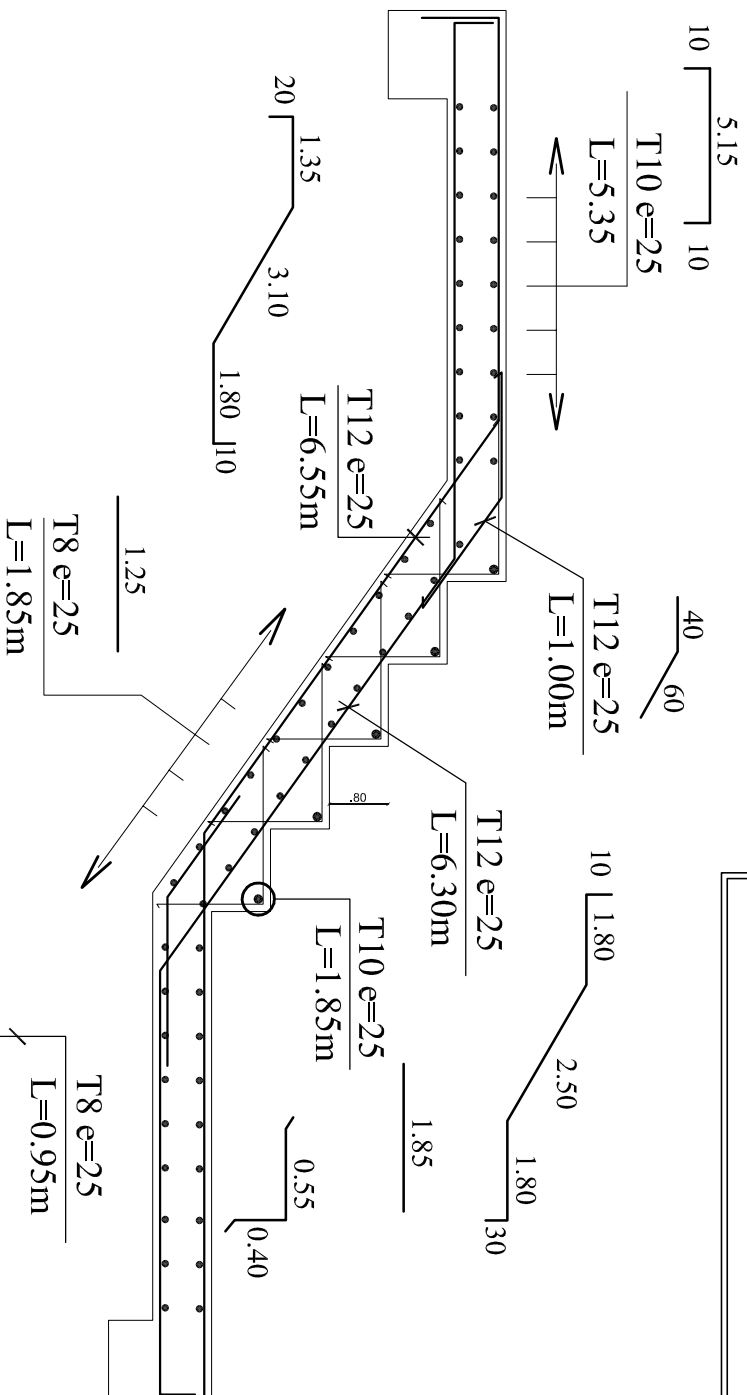
Mme SMAHI

TITRE

FERRAILLAGE DES VOILES

PROMOTION 2016

FERRAILLAGE VOLÉE (02)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<p>ETUDIE PAR: Melle AMITOUCHE Malika Melle KHELOUT Ghenima</p>	<p>TITRE</p>
<p>DIRIGE PAR: Mme SMAHI</p>	<p>FERRAILLAGE DES ESCALIERS</p>
<p>PROMOTION 2016</p>	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOLOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle AMITOUCHE Malika
 Melle KHELOUT Ghenima

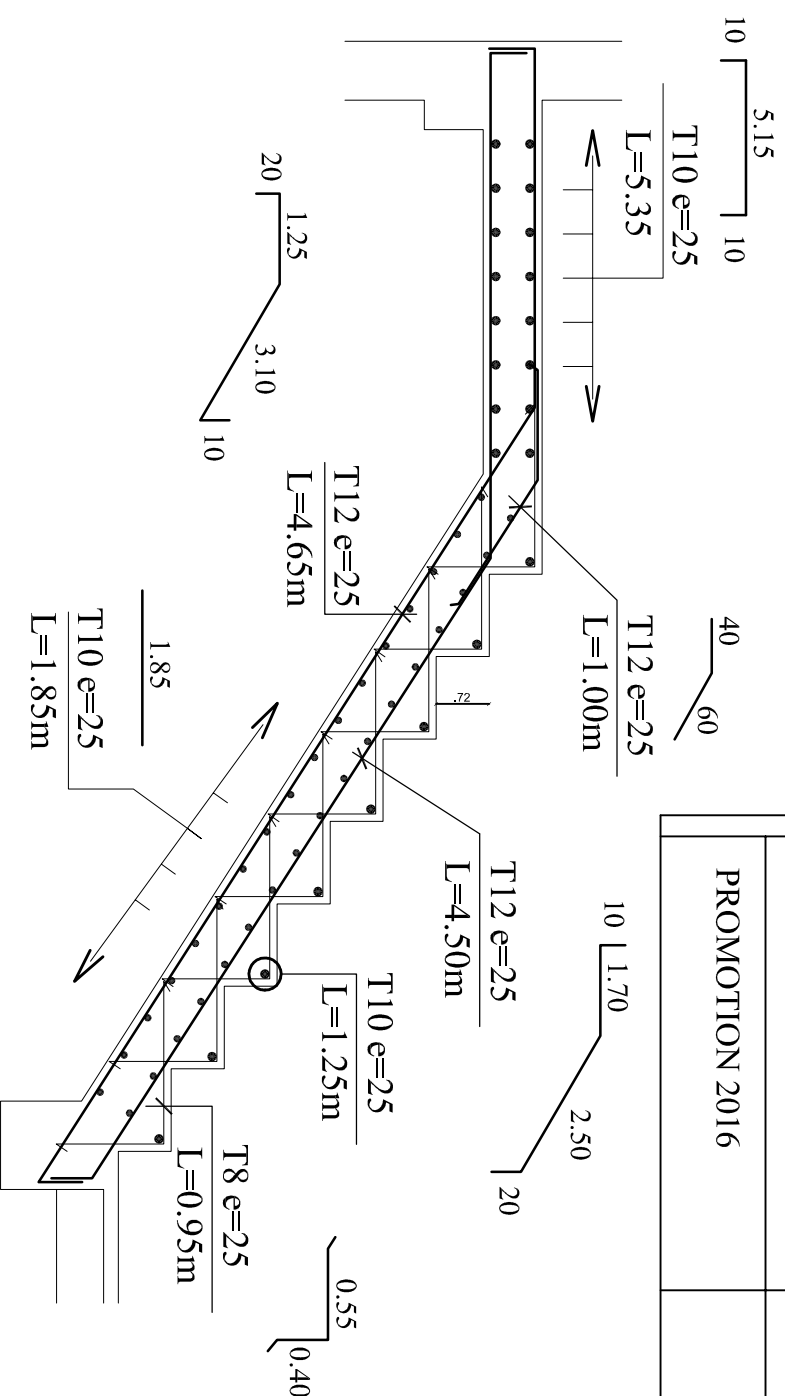
TITRE

FERRAILLAGE DES ESCALIERS

DIRIGE PAR:

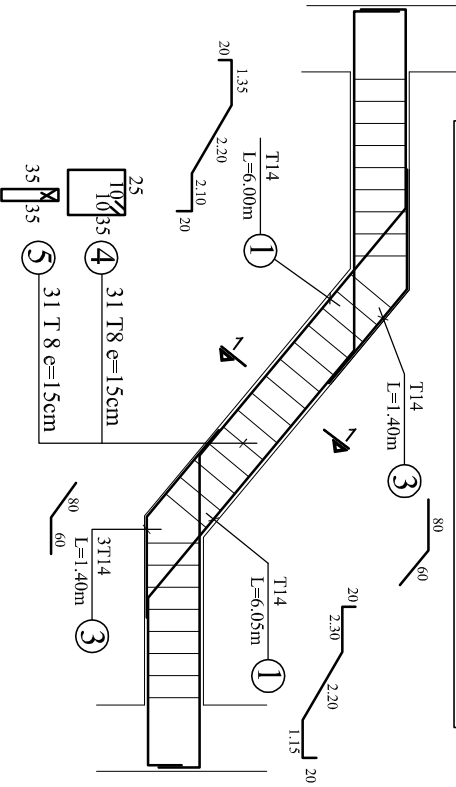
Mme SMAHI

PROMOTION 2016

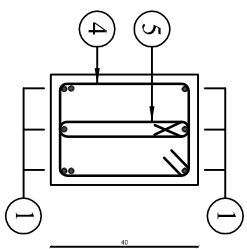


FERRAILLAGE DES VOLEES (01) ET (03)

FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



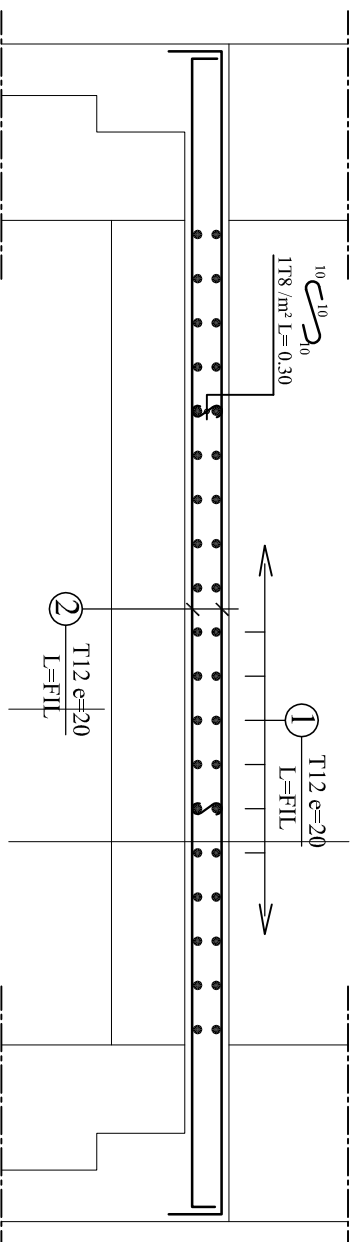
COUPE 1-1
Ech. : 1/10



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Melle AMITOUICHE Malika Melle KHELOUT Ghenima	TITRE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE
DIRIGE PAR: Mme SMAHI	
PROMOTION 2016	

FERRAILLAGE DE LA DALLES DE LA CAGE D'ASCENSEUR



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle AMITOUICHE Malika
Melle KHELOUT Ghennima

DIRIGE PAR:

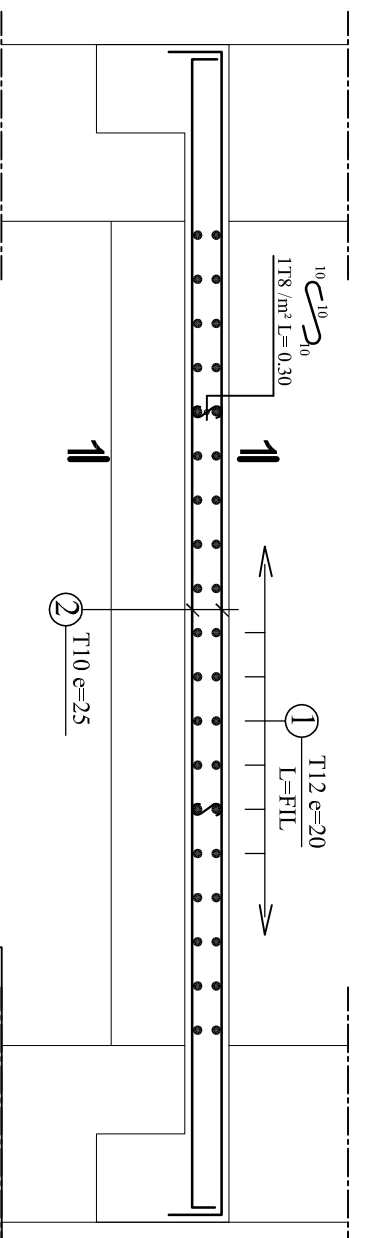
Mme SMAHI

TITRE

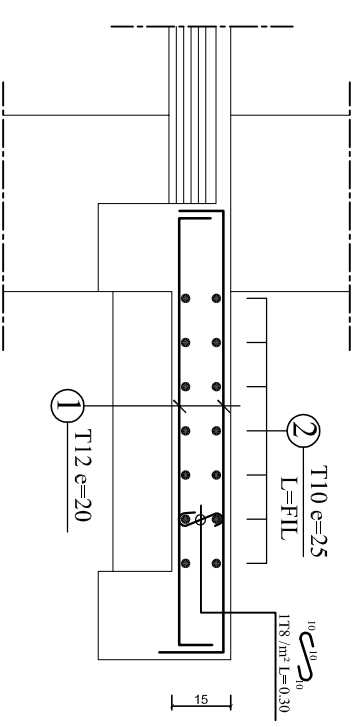
FERRAILLAGE DE LA DALLE DE LA
CAGE D'ASCENSEUR

PROMOTION 2016

FERAILLAGE TYPE DALLES PLEINES (e=15)



Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle AMITOUICHE Malika
 Melle KHELOUT Ghenima

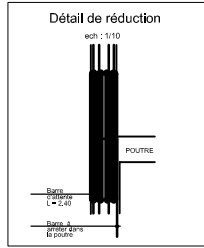
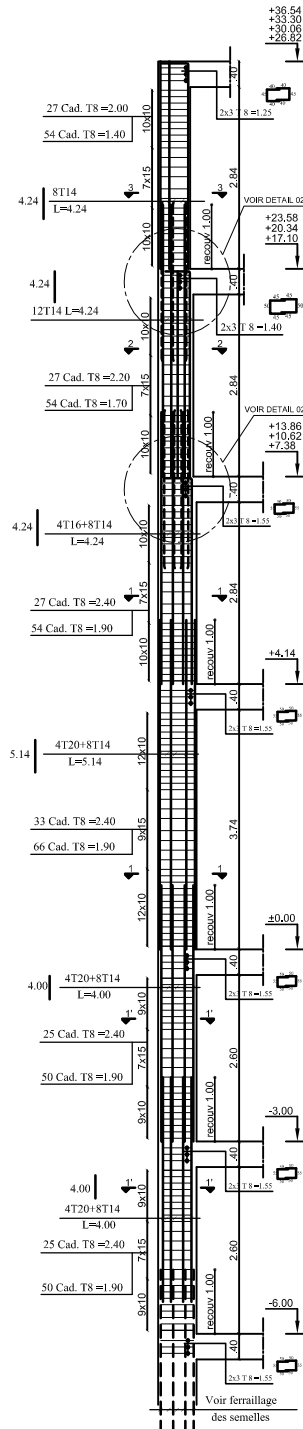
DIRIGE PAR:

Mme SMAHI

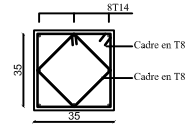
TITRE

FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE

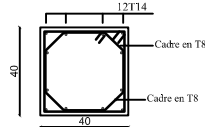
PROMOTION 2016



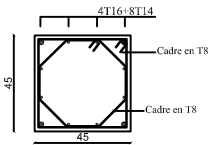
COUPE 3-3
Ech: 1/10



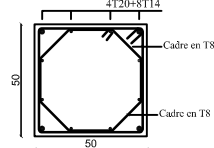
COUPE 2-2
Ech: 1/10



COUPE 1-1
Ech: 1/10



COUPE 1'-1'
Ech: 1/10



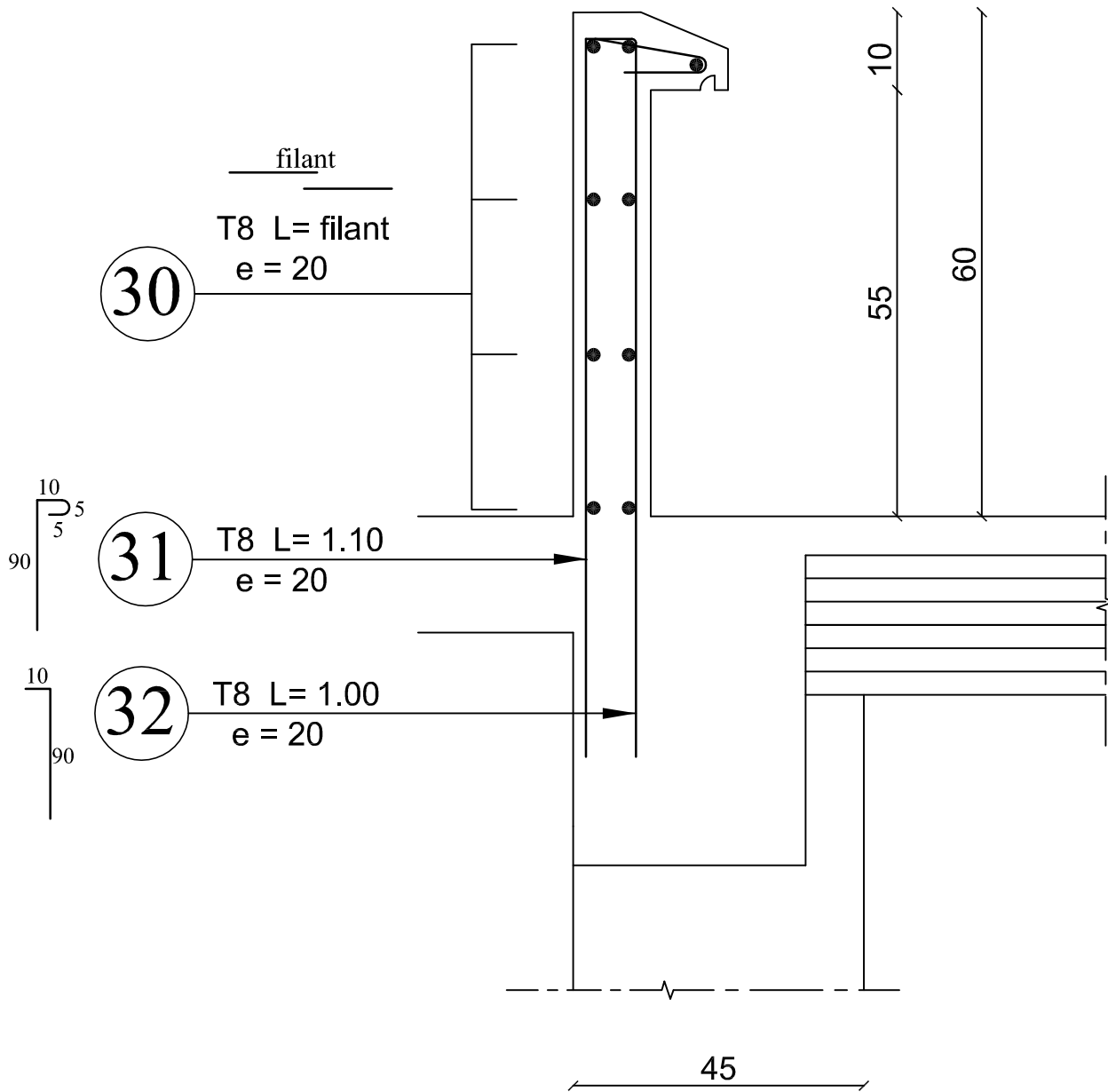
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

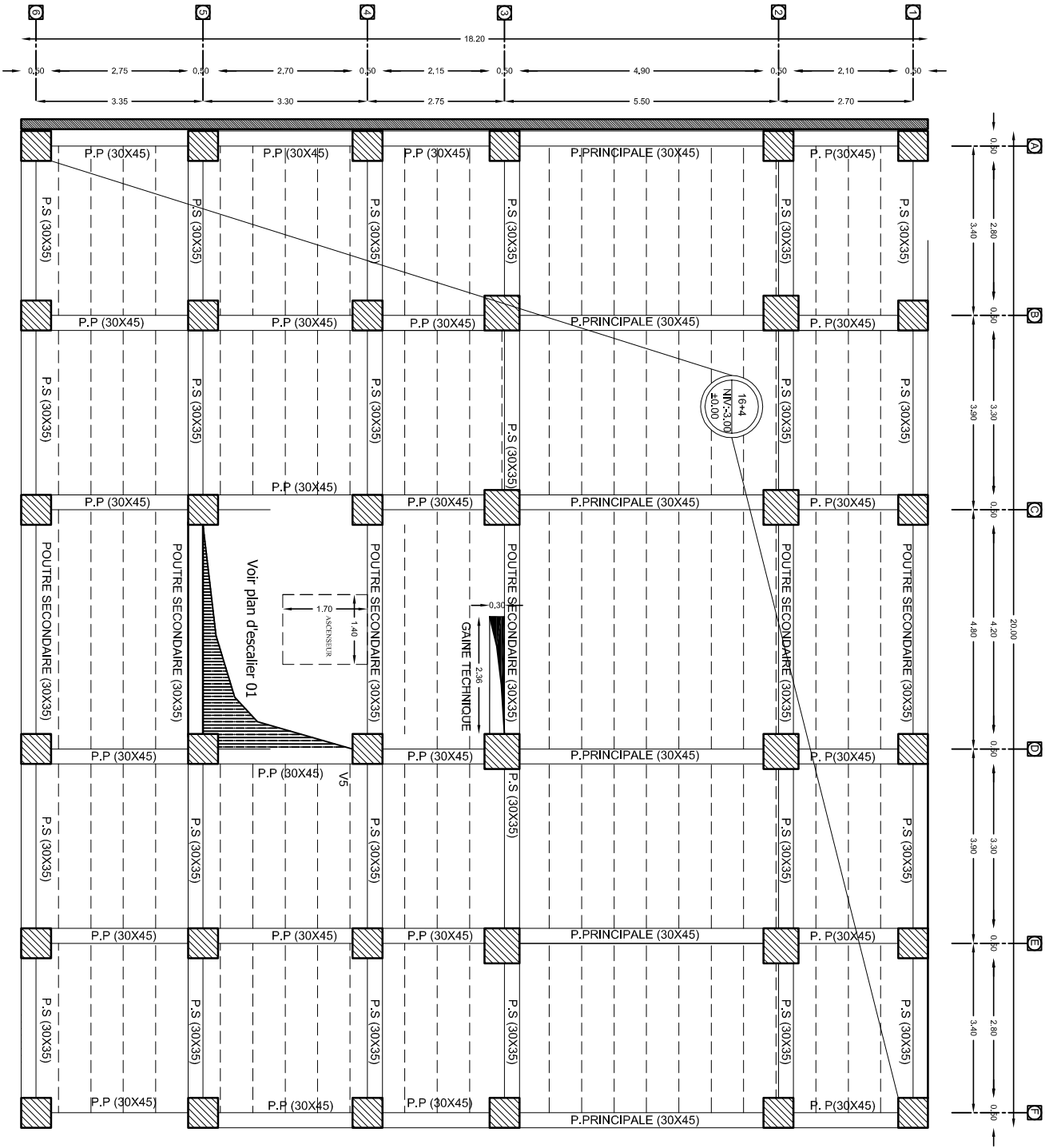
ETUDIE PAR:
Melle AMITOUCHE Malika
Melle KHELOUT Ghenima
DIRIGE PAR:
Mme SMAHI

TITRE
FERRAILLAGE DES POTEAUX

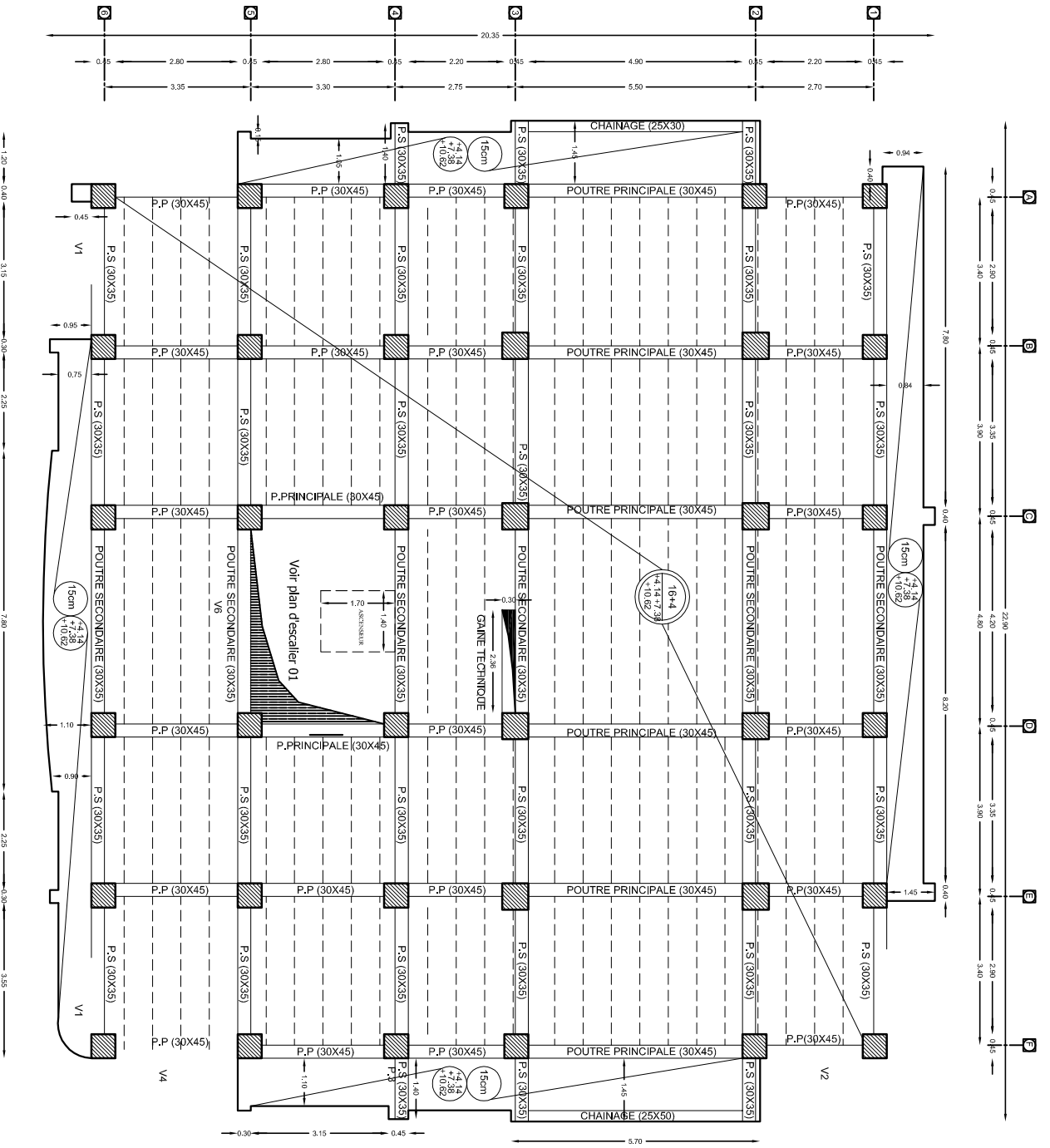
PROMOTION 2015/2016

FERRAILLAGE TYPE ACROTÈRES

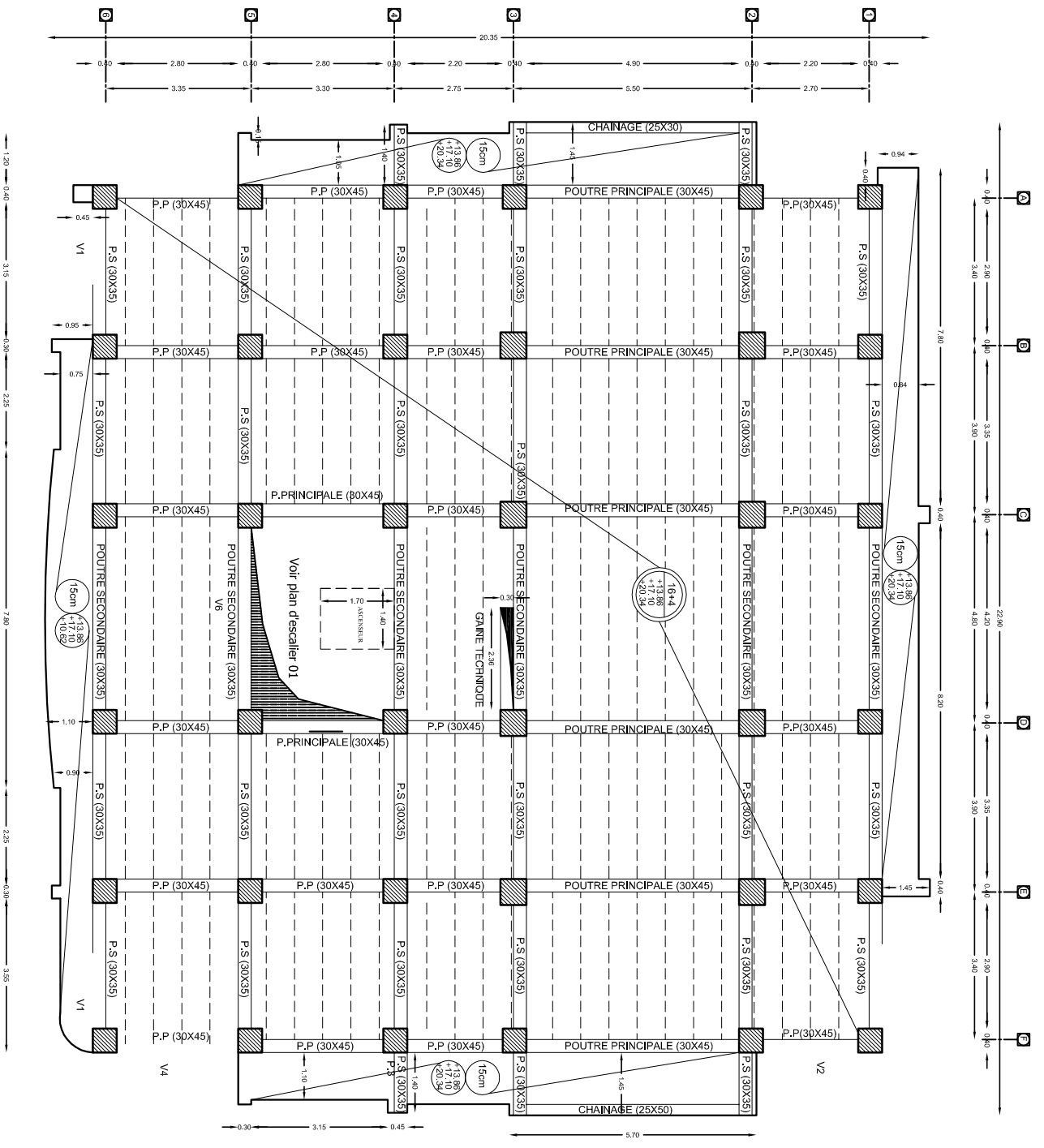




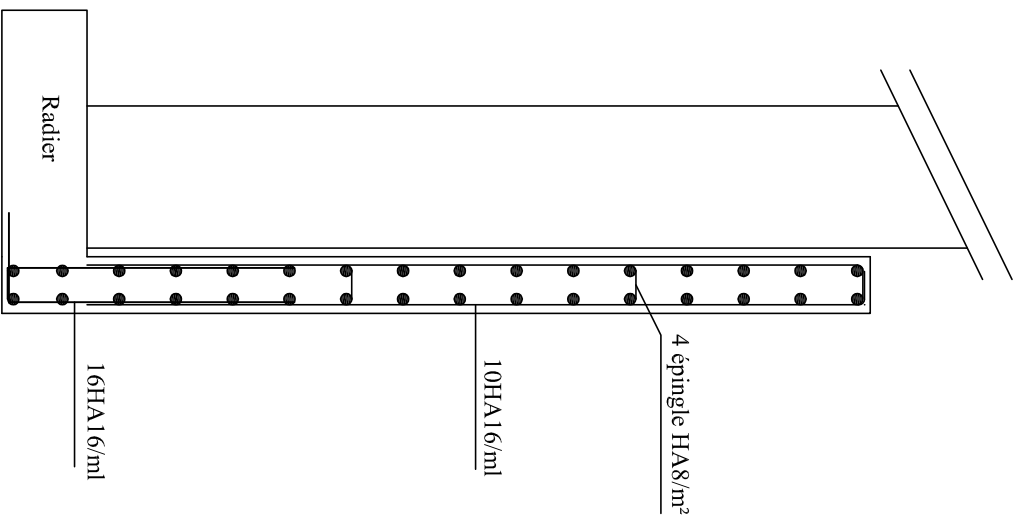
COFFRAGE DES PLANCHERS
NIVEAUX ±0.00, -3.00



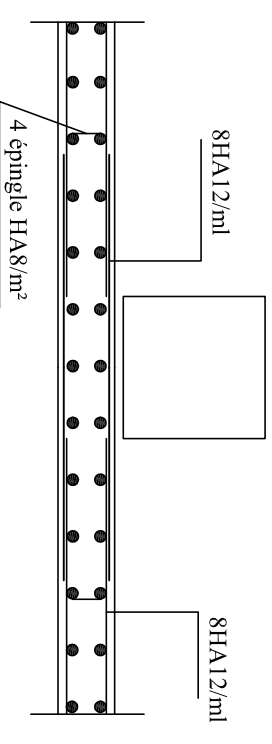
COFFRAGE DES PLANCHERS
NIVEAUX +4.14, +7.38, +10.62



COFFRAGE DES PLANCHERS
NIVEAUX +13.86, +17.10, +10.62



le Ferrailage dans le sens x-x

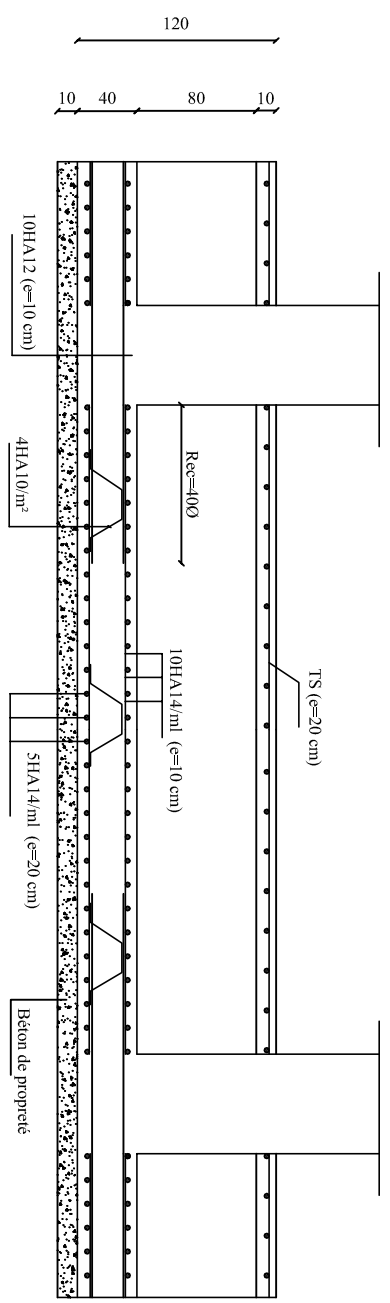


le Ferrailage dans le sens y-y

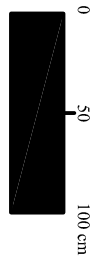
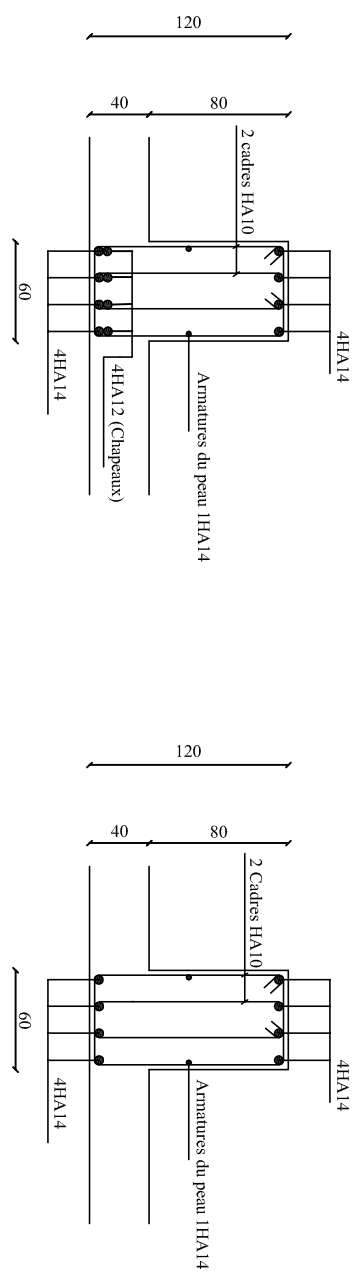
FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE :

Sens longitudinal :



FERRAILLAGE DE LA NERVURE:



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

ETUDE PAR:

Mr ZALOUK Maik
Mr YAHAOUI Sofiane

DIRIGE PAR:

Mme AKMOUSSI

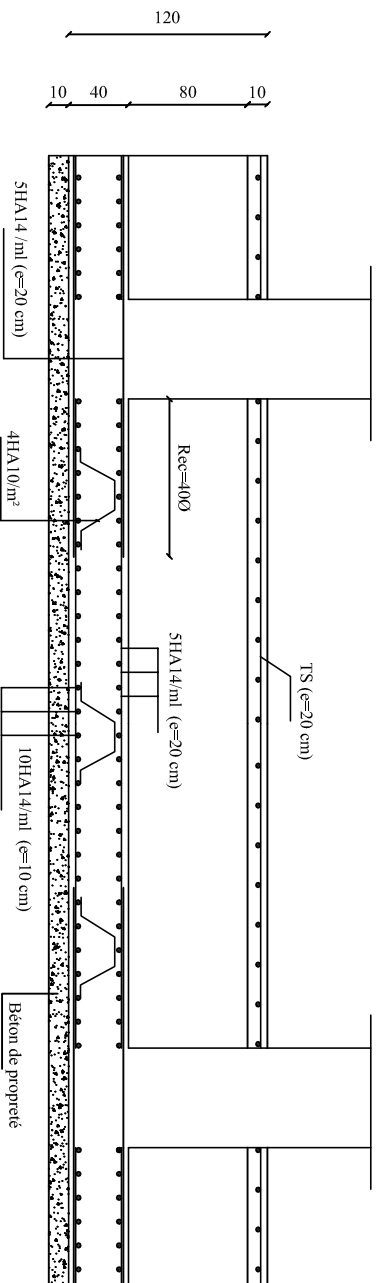
TITRE

FERRAILLAGE DU RADIER

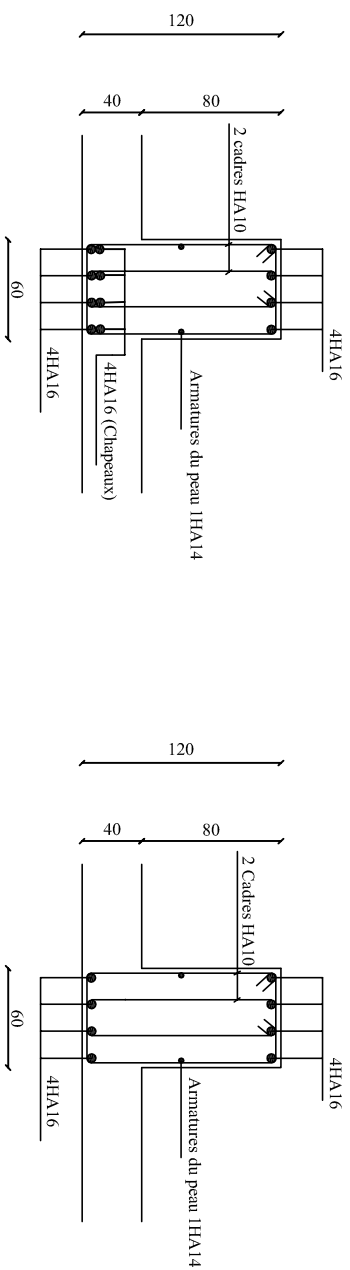
PROMOTION 2016

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

Sens transversal:

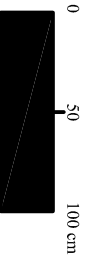


FERRAILLAGE DE LA NERVURE:



Aux appuis

En travée



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

ETUDE PAR:

Mr ZALOUK Malik
M. YAHIAOUI Sofiane

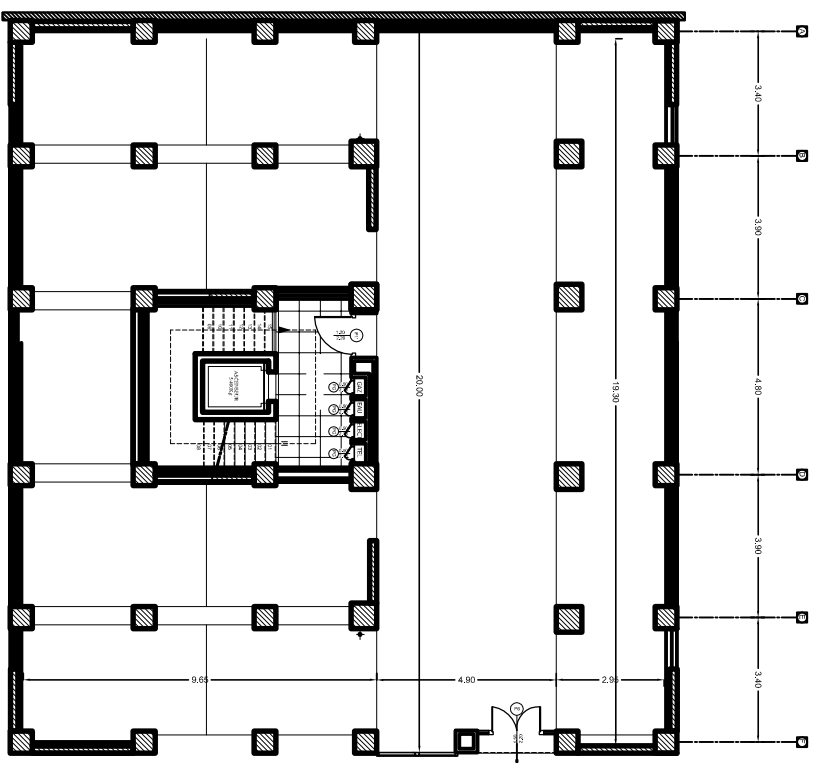
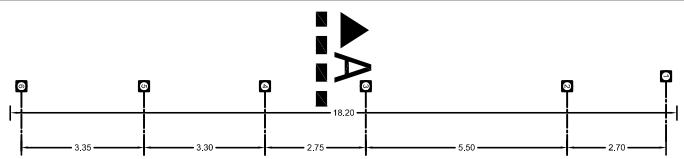
DIRIGE PAR:

Mme AKMOUSSI

TITRE

FERRAILLAGE DU RADIER

PROMOTION 2015/2016

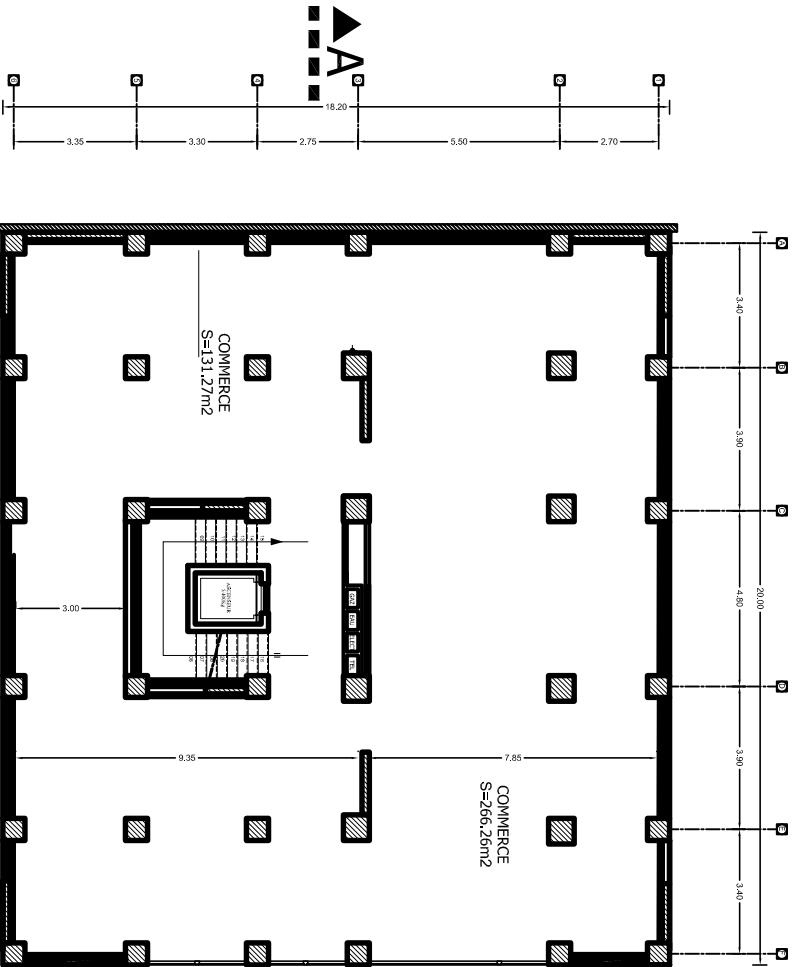


▲
A

▲
A

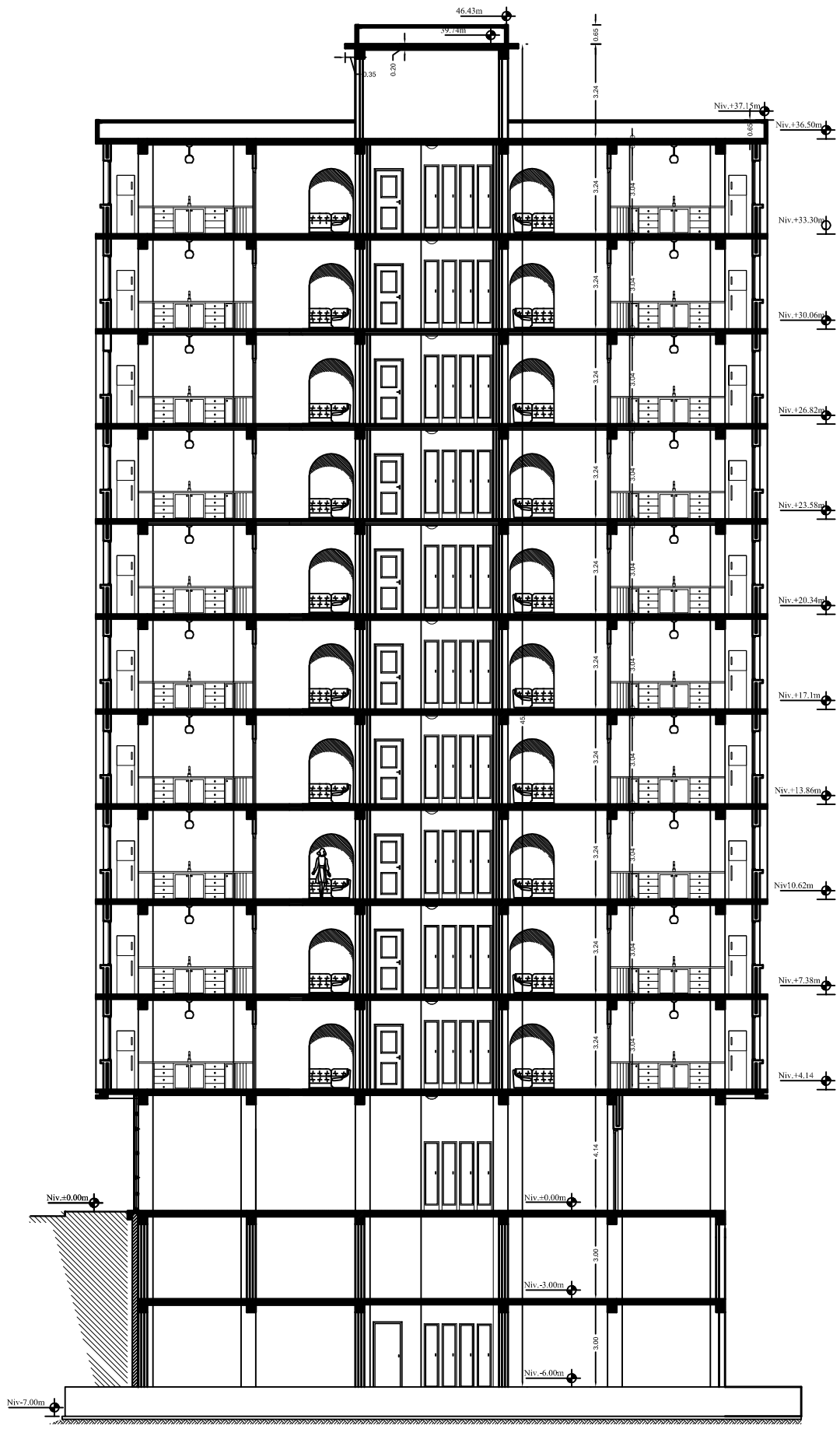
PLAN Zeme SOUS-SOL

NIV: -6.00

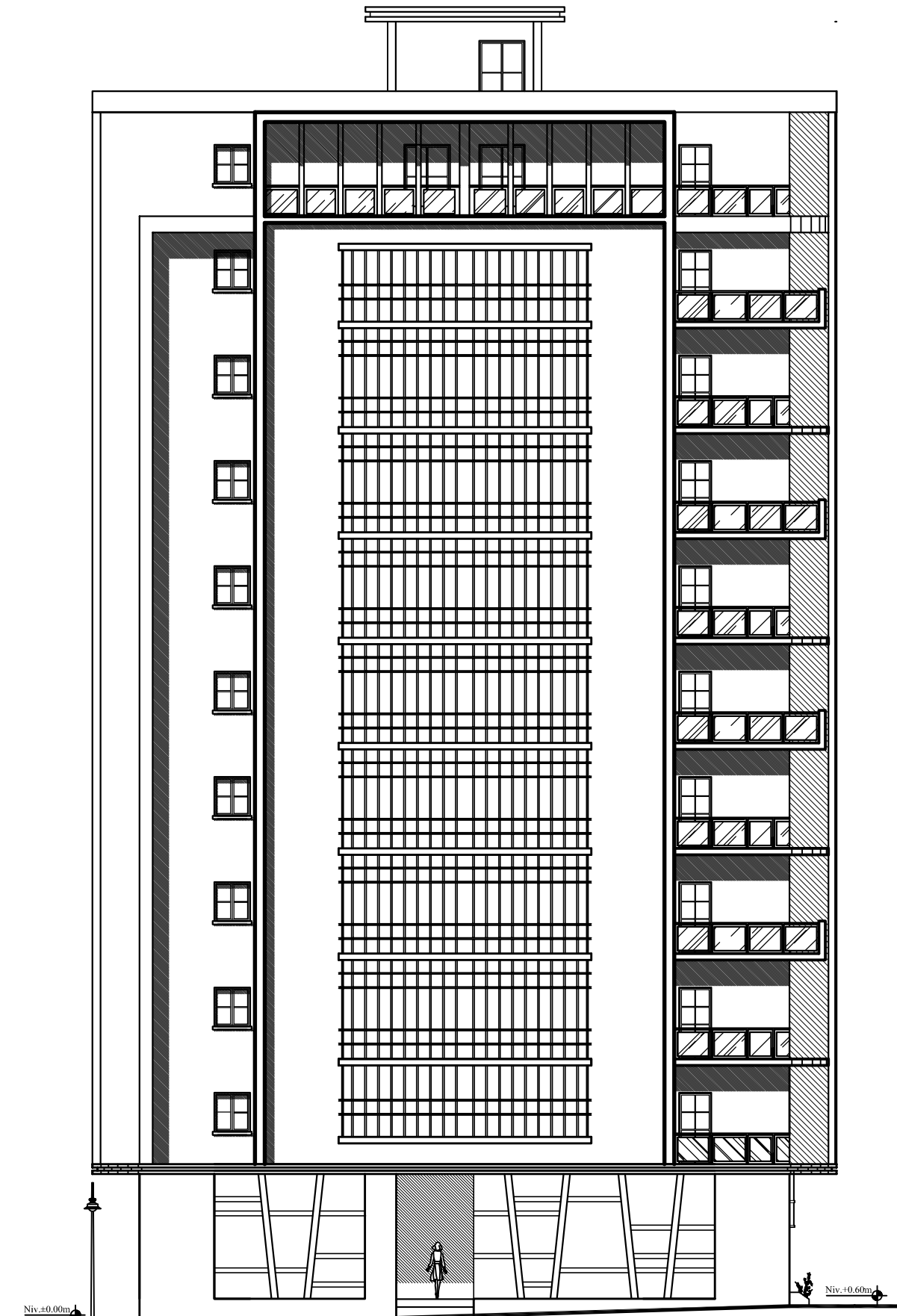


PLAN 1er SOUS-SOL

Niv: -3.00



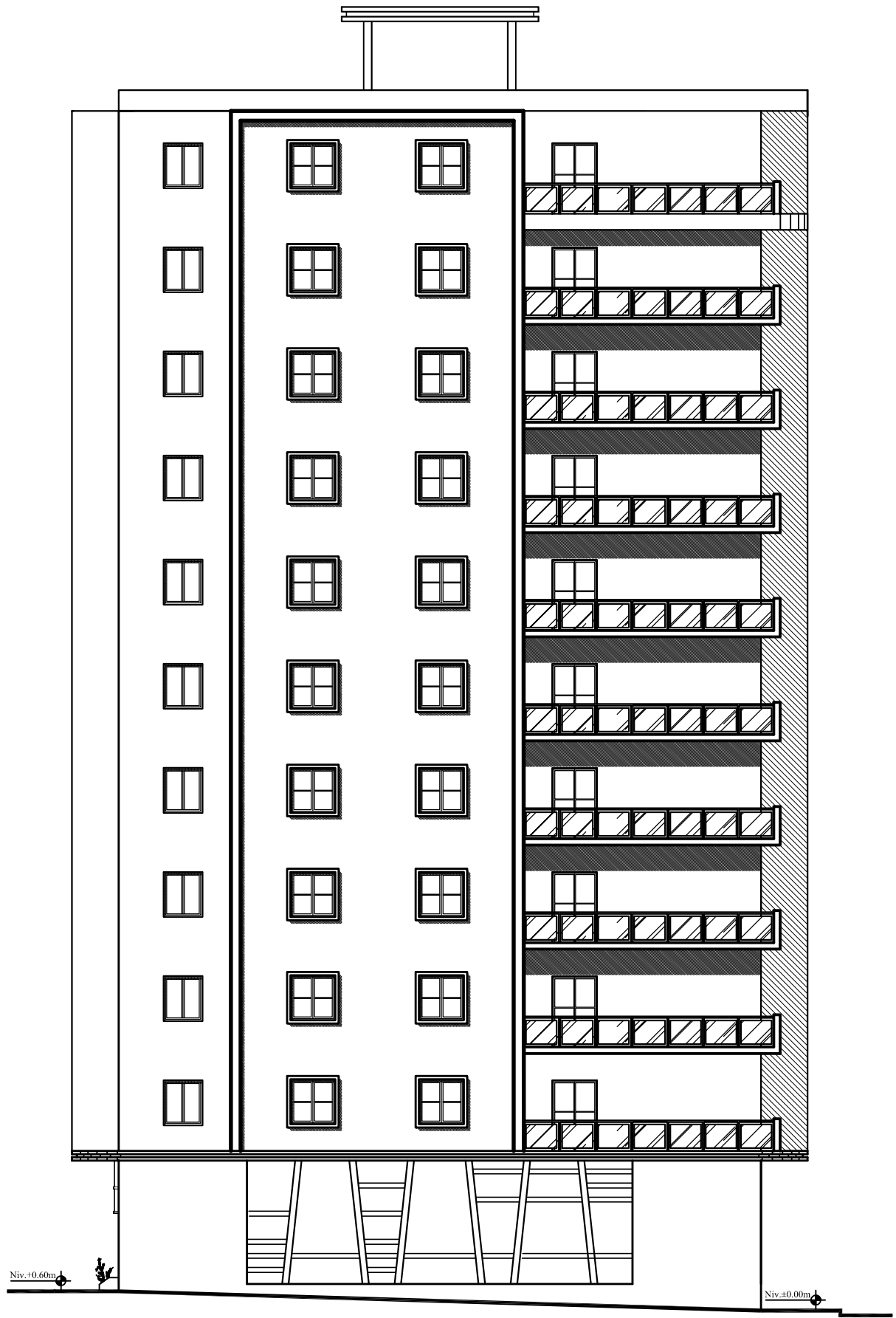
COUPE A-A



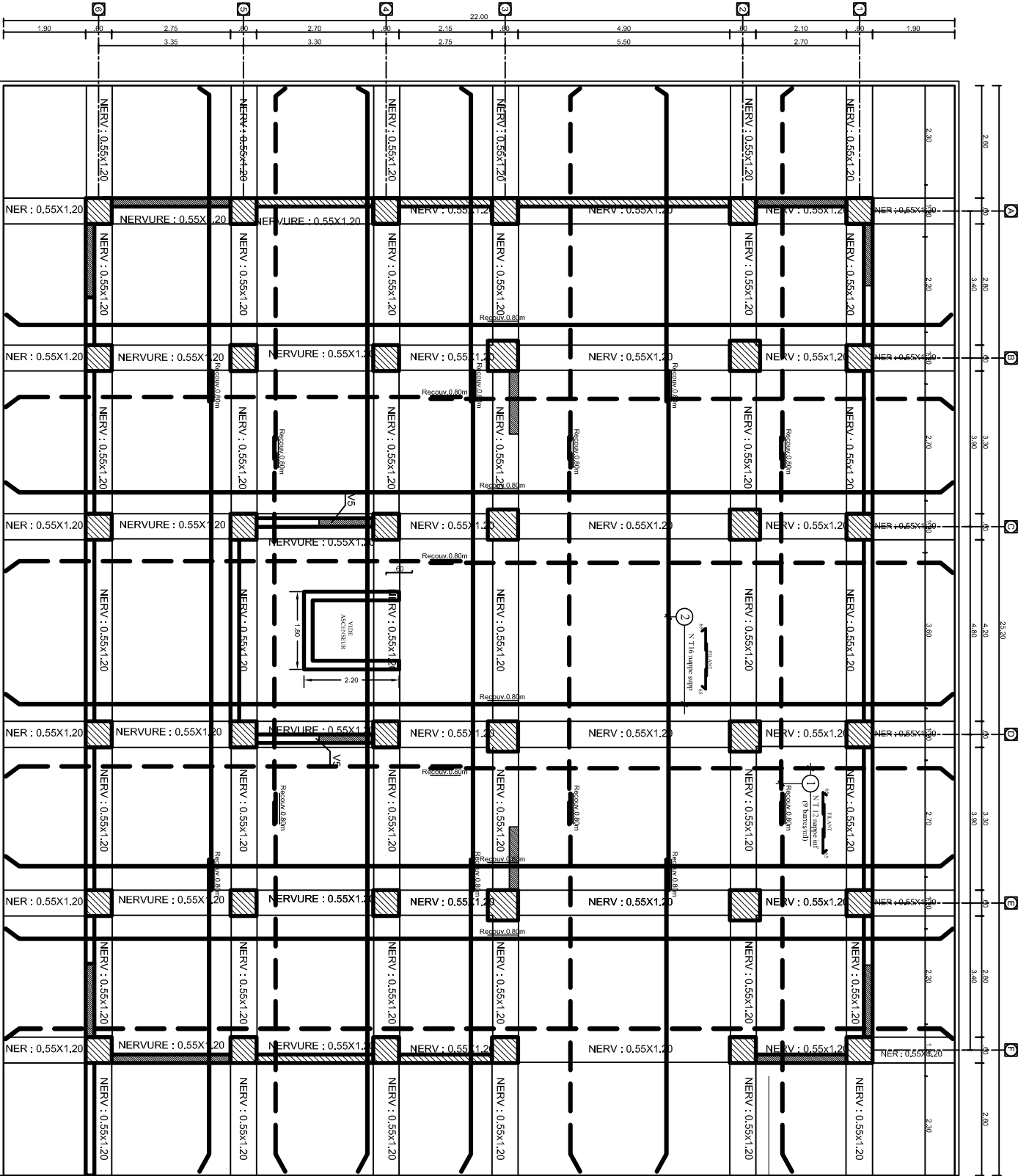
Niv.±0.00m

Niv.+0.60m

FACADE PRINCIPALE



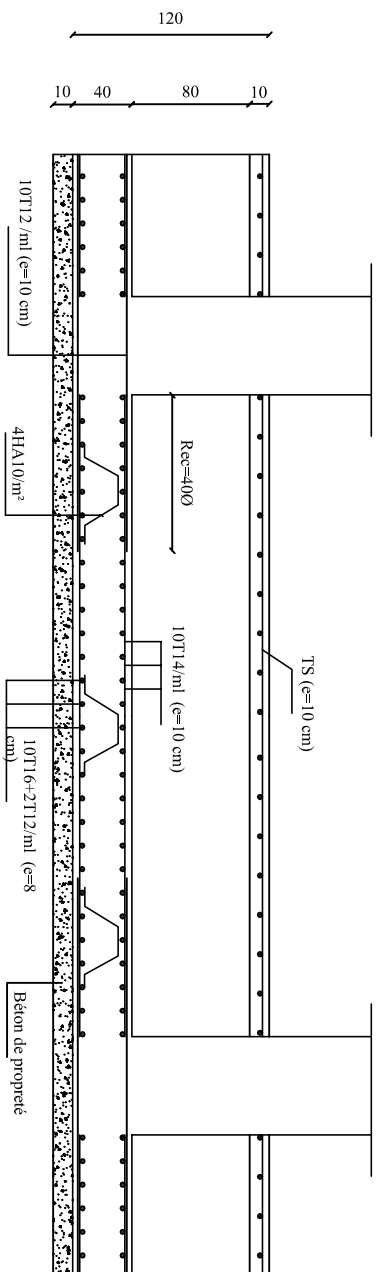
FACADE POSTERIEUR



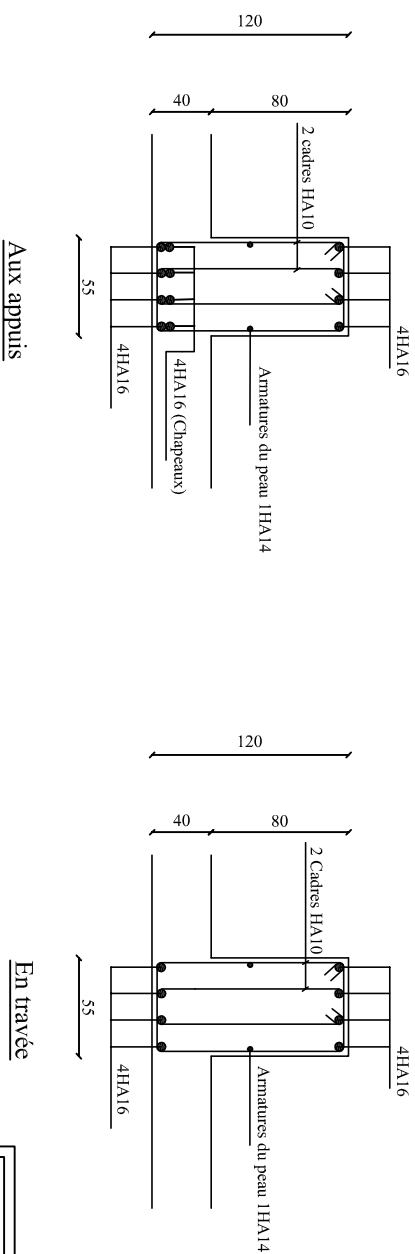
PLAN COFFRAGE FERRILLAGE DU RADIER

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

Sens transversal YY:

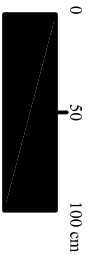


FERRAILLAGE DE LA NERVURE:



Aux appuis

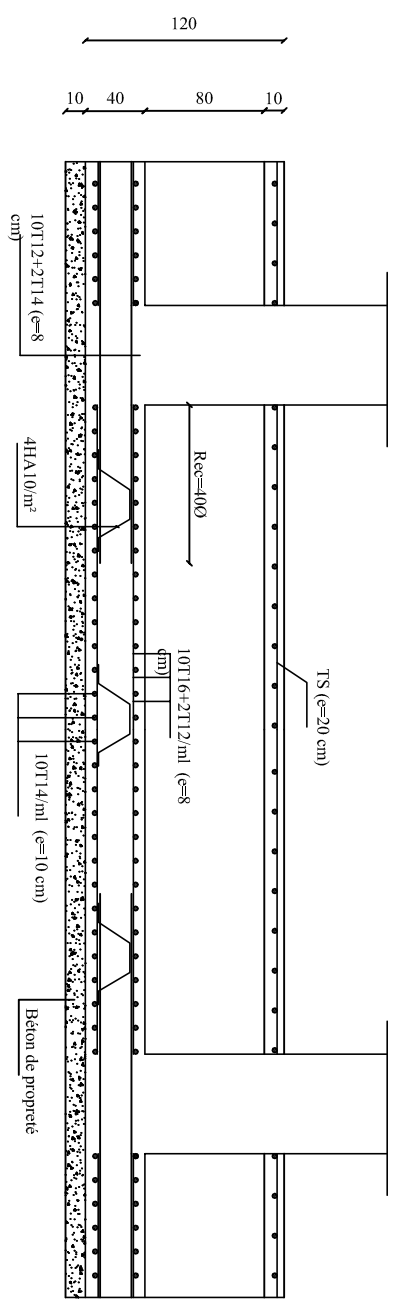
En travée



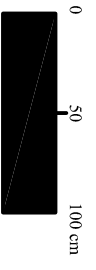
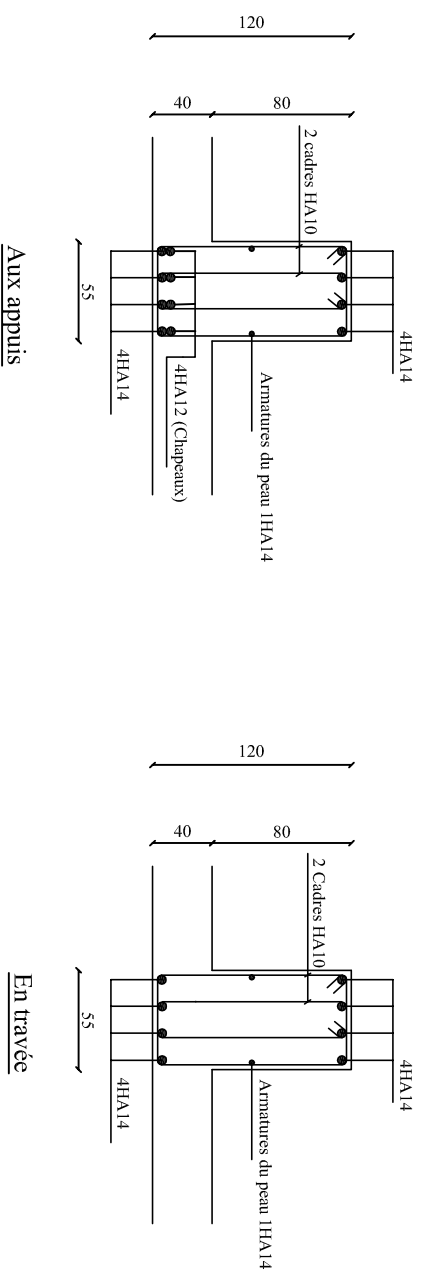
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle AMITOUCHE Maïka Melle KHELOUT Ghennia	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER
DIRIGE PAR: Mme SMAHI	
PROMOTION 2015/2016	

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE :

Sens longitudinal XX:



FERRAILLAGE DE LA NERVURE:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Meille AMITOUCHE Maïka Meille KHELOUT Ghemina	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER
DIRIGE PAR: Mme SMAHI	
PROMOTION 2016	