

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



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.*

THEME

Etude d'une structure en portique + voile à usage habitation

en R+8

avec l'application du logiciel ETABS

Etudié par:

M^r FAHEM SAID

M^r SEDDIKI YASSINE

Dirigé par :

M^r CHARCHAR

Promotion:2014/2015

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage **1-10**

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments **11-25**

Chapitre 3 : Calcul des éléments

➤ 3-1-Acrotère **26-32**

➤ 3-2-Planchers **33-54**

➤ 3-3- Balcon.....55-61

➤ 3-3-Escalier62-81

➤ 3-4- Poutre palière82-90

➤ 3-5- Salle machine.....91-100

Chapitre 4 : Modélisation de la structure avec logiciel ETABS101-121

Chapitre 5 : Vérification RPA122-138

Chapitre 6 : Les poteaux139-160

Chapitre 7 : Les poutres196-173

Chapitre 8 : Les voiles.....174-187

Chapitre 9 : Étude de l'infrastructure188-213

Chapitre 11 : Plans d'exécution.

Conclusion Générale .

Bibliographie.

Introduction :

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées.

Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques, et pour qu'un projet soit retenu, il faut tenir compte de deux aspects :

1* Sécurité :

Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portique étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, dû au fait qu'elles subissent, généralement, des forces sismiques moins intenses. .

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté, sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notant pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

- Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux (les escaliers ; les balcons...)
- Lors de nombreux séismes modérés, leurs faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

2* Economie :

Rien n'est définitif : ni le prix, ni le temps, ni le rendement. Ce qui était vrai hier ne l'est plus aujourd'hui car tout évolue et très rapidement même dans notre profession ; l'Entreprise de Travaux Publics doit être compétitive sur le marché de l'offre se qui l'oblige à réduire ses frais, son prix de revient

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage habitation avec un contreventement mixte.

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

CHAPITRE 1

Presentation de l'ouvrage

Introduction :

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

Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8), ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Ce projet sera implanté à la ville de ZEMMOURI wilaya de BOUMERDS qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de grande sismicité, c'est-à-dire, **(zone III)**. Et classé, selon sa destination, dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne **(groupe 2)**.

1.1 Description :

Ce projet qui nous a été proposé par (BET REBATEK COMPANY) composés de:

- (01) RDC à usage d'habitation,
- (08) étages courants à usage d'habitation,
- (01) Cages d'escaliers,
- (01) Cage d'ascenseur.

1.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes:

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'ascenseur)28,54m

Rez de chaussé et Etages courants :

- Hauteur 3,06m.
- Longueur totale 11,50m.
- Largeur totale 23,20m.

1.3 Éléments de l'ouvrage :

1.3.1 Ossatures du bâtiment :

L'ossature du bâtiment est mixte, constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé.

1.3.2 Plancher :

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

La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propre et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

a) **Plancher en corps creux** : constitué de dalle de compression et de poutrelles coulées sur place à l'exception de la salle machine qui sera réalisée en dalle pleine. (Une de béton armé de forme rectangulaire).

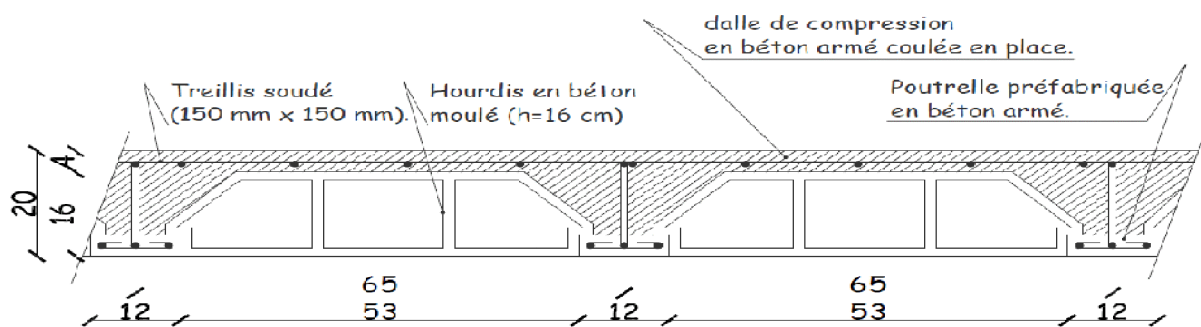


Fig 1.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

b) **Dalle pleine en béton armé** : Des dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, et pour la salle des machines de l'ascenseur.

1.3.3 Maçonnerie :

Mur extérieurs : Ils seront réalisés avec de brique creuse en double cloisons de 15 et 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

Murs intérieurs: Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

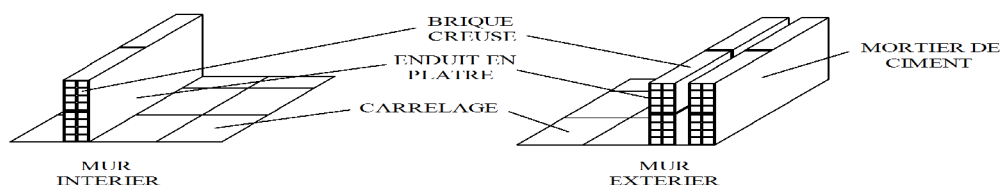


Fig 1.2 : Les murs intérieurs et extérieurs.

1.3.4 Les voiles :

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

1.3.5 Les revêtements :

- Mortier de ciment pour les façades extérieures et cages d'escaliers.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Revêtements en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

1.3.6 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degré horizontaux (marches et paliers) permettent d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :

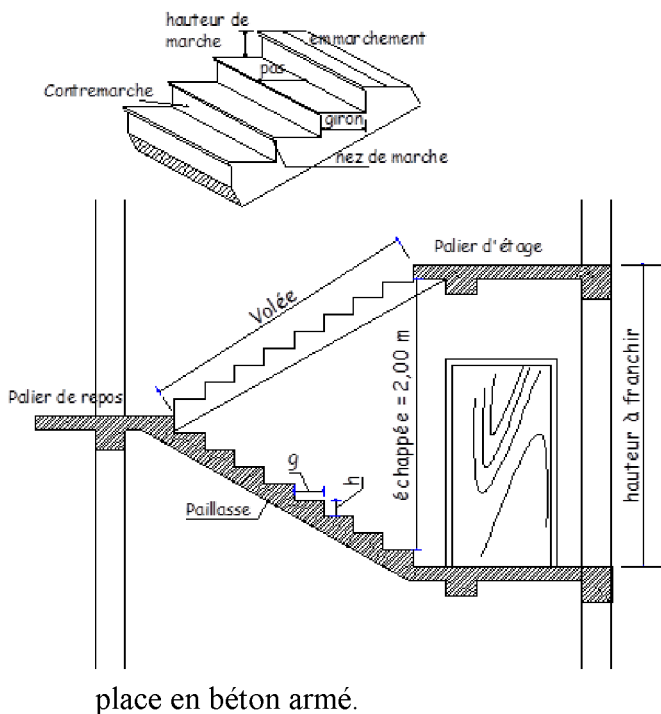


Fig 1.3 : Caractéristiques d'un escalier droit

lier qui relie le sous-sol au RDC et de trois autres
ont constitués de paliers et paillasse coulés sur

1.3.7 Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

1.3.8 Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,4 m de hauteur et d'épaisseur de 10 cm .

1.3.9 Les fondations :

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

b. Fonctions des fondations : reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c. Différents types de fondations :

- fondations superficielles : lorsque les couches de terrain capable de reprendre l'ouvrage sont à faibles profondeurs : semelles isolées sous poteau, semelles filantes sous murs, radiers.
- Fondations profondes : lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

d. facteur de choix de type de fondation :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définitions des caractéristiques
- Le site : urbain, montagne, bord de mer
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau
- Les coûts des fondations : facteur important mais non décisif

1.4 Etude géotechnique de sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2,00$ bar situer à une profondeur de : 2 m à partir de la cote finie de terrassement.
- Type de sol : il est constitué par marne argileuse.
- site : S₃.

1.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL91 (modifié 99) et du RPA99 (version 2003), dont les dosages sont :

- Ciment $\longrightarrow$ 350kg/m³ en CPJ 325
- Gravier $\longrightarrow$ 800L $D_g \leq 25\text{mm}$
- Sable propre $\longrightarrow$ 400L $D_g \leq 5\text{mm}$
- Eau $\longrightarrow$ 175L

(Art A-2-1)

a) Résistance caractéristique à la compression du béton :

Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) noté f_{c28} .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées.

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

Selon le BAEL91 (modifié99)

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Art A-2.1.11})$$

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance de béton a traction est très faible, elle est donnée pas par la relation suivante :

Selon le BAEL91 (modifié99)

$$\left. \begin{aligned} f_{tj} &= 0,6+0,06 f_{cj} && \text{pour } 40\text{MPa} \leq f_{cj} < 60\text{MPa} \\ f_{tj} &= 0,275 (f_{cj})^{2/3} && \text{pour } f_{cj} \geq 60\text{MPa} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Art A-2.1.12})$$

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

c) Modules de déformations longitudinales du béton :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art A-2.1.22})$$

Pour : $j = 28\text{jours}$ $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2\text{MPa}$.

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

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \longrightarrow (\text{BAEL91/Art A-2.1.22})$$

Pour $j = 28\text{jours}$ $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865\text{MPa}$.

d) Module de déformation transversale du béton :

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1, 3)}$$

e) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il est pris égale à: $\nu = 0$ pour des justifications a ELU (béton fissuré) } **(Art A-2.1, 3)**
 $\nu = 0,2$ pour des justifications a ELS (béton non fissuré)

f) Contraintes limites :**▪ Contrainte limite à la compression :**

Elle est donnée par la formule suivante : $f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ en MPa $\longrightarrow$ **(BAEL91/Art A-4.3.41)**

Avec γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$;

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

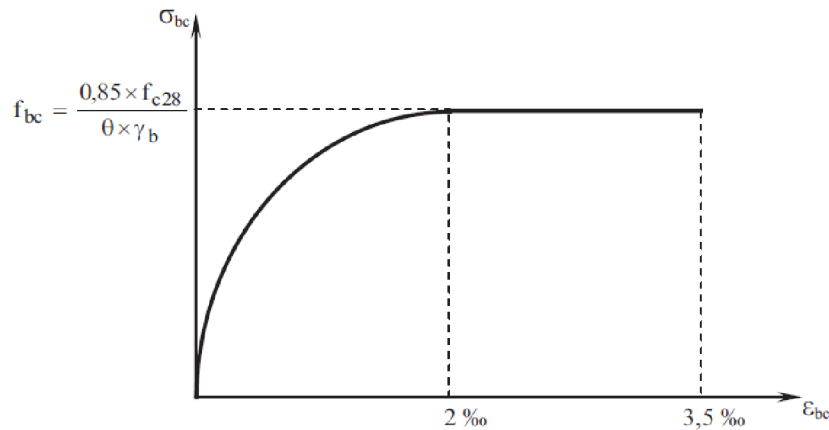
$\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

▪ Etat limite ultime (ELU) :

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite :

- De la résistance des matériaux : concerne le non rupture des différents éléments de l'ouvrage.
- De la limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.
- De la stabilité de forme.



Avec σ_{bc} : Contrainte **Fig 1.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton**

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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : Module de Young.

▪ Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-5.1.21)}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}$ pour la fissuration peu nuisible ;

$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

▪ Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouvertures des fissures.
- Etats limites de service de déformation

▪ La contrainte limite de service à la compression :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$. $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

(BAEL91/Art A – 4.5.2)

1.5.2 Les aciers :

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même c'est –à-dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on a besoin de deux types d'acier :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Fe(MPa) Limite d'élasticité	Résistance à la rupture
En barre	Haute adhérence	HA	400	480
Acier en treillis	Treillis soudés TLE520($\Phi < 6\text{mm}$) ($\Phi = 4\text{mm}$)	TS	520	550

a) Le module d'élasticité longitudinal de l'acier :

Quelle que soit le type d'acier on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa (BAEL91/Art A-2.2.1)}$$

Ou $E_s = 2 \times 10^6 \text{ bar}$ avec : un coefficient de poisson $\nu=0,3$

b) contrainte limite dans les aciers : (BAEL 91/Art A-4.3.1)

▪ Etat limite ultime :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : La limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier qui est égal à :

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

- **Diagramme contraintes déformation :**

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul (σ_s) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

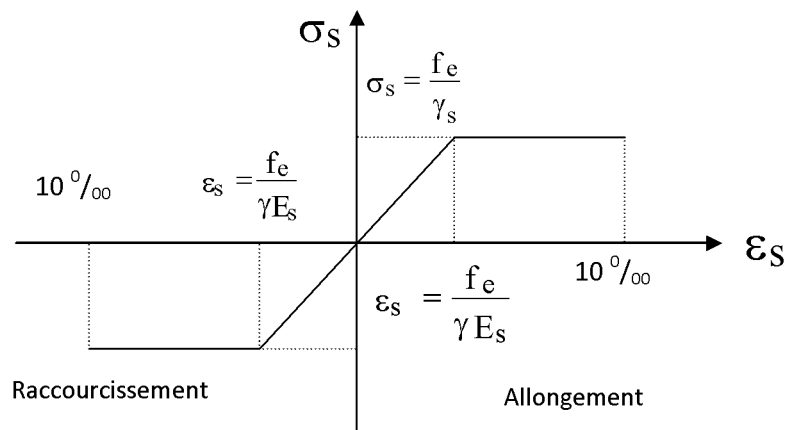


Fig 1.5 : Diagramme contraintes déformations des Aciers

▪ **Etat limite de service :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

- **Fissuration peu préjudiciable :**

Aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable :**

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \text{ MPa}$$

(BAEL 91, modifié 99/Art.4.5.33).

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisse et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\Phi > 6\text{mm}$)

- **Fissuration très préjudiciable :**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité il faut avoir :

$$\text{Il faut vérifier que : } \overline{\sigma}_{st} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] \quad (\text{BAEL 91/Art.4.5.34})$$

c) **Protection des armatures :(BAEL91/Art A-7.24)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressif, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes

- C=5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphériques très agressives.
- C=3cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (canalisation, réservoirs, tuyaux)
- C=1cm : pour les parois situés dans les locaux non exposés aux condensations.

❖ **Conclusion** : après avoir procédé à la description de l'ouvrage on va entamer le pré dimensionnements de notre structure.

CHAPITRE 2

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des sections des différents éléments résistants de la structure ou on tient compte de la prescription réglementaire donnée par **RPA2003 CBA93 BAEL91**.

Le pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des éléments afin d'avoir une référence sur la qualité de ces derniers pour les différents calculs et étude de la structure.

II.1. pré- dimensionnement :**II.1.1. Plancher en corps creux :**

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite Portée pour réduire la flèche.

La hauteur du planchée et calculer par la formule suivante

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : L_{max} : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

N.B : Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

h_t : hauteur totale du plancher

le RPA exige $\min(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ en zone **III** on prend $\min = 30 \text{ cm}$

$$-L_{max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq 465 / 22.5 = 20,66 \text{ cm}$

Conclusion :

On adoptera un plancher de 25 cm d'épaisseur composé de corps creux de 20 cm et d'une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur (Figure II.1).

 Plancher = $(20+5) \text{ cm}$

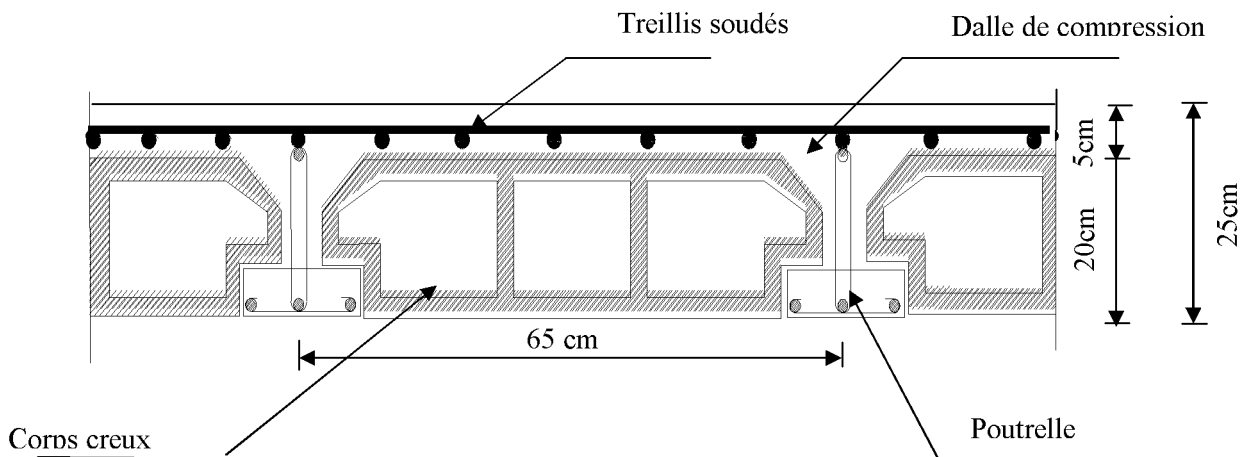


Fig. II.1 Schématisation d'un plancher à corps creux.

II.1.2. Plancher dalle pleine :

- Les balcons :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion.

Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux, sa hauteur doit satisfaire la

Condition suivante :

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

avec :

L est la largeur de porte à faux. Dans notre cas :

L=140 cm. D'où : $h_t = 140/10 = 14\text{cm}$

On prend ➡ Dalla pleine de 15cm.

II.1.3 Les Poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles se Raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refends auxquels elles transmettent Les charges et surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

$$\text{suivantes} \quad \left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

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

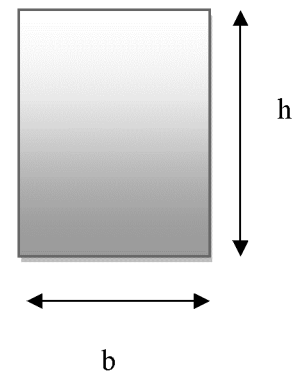
$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.



a) Poutres Principales : C'est des poutres porteuses.

- La hauteur des poutres principales est donnée par :

$$\triangleright l/15 \leq h_t \leq l/10$$

Avec :

l : Portée libre dans le sens considéré.

ht : Hauteur de la poutre principale.

$$l=510\text{cm}$$

$$510/15 \leq h_t \leq 510/10 \Rightarrow 34\text{cm} \leq h_t \leq 51\text{cm}$$

On opte pour : $h_t = 45 \text{ cm}$

- La largeur des poutres est donnée par :

➤ $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$0,4 \times 45 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 45 \text{ cm} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \Rightarrow$ On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$

b) poutre s secondaire : Elles sont perpendiculaires aux poutres principales

○ la hauteur est donnée par :

➤ $l/15 \leq h_t \leq l/10$

avec :

$l = 495 \text{ cm}$

$495/15 \leq h_t \leq 495/10 \Rightarrow 33 \text{ cm} \leq h_t \leq 49,5 \text{ cm}$

On opte pour : $h_t = 40 \text{ cm}$.

○ La largeur des poutres secondaires est donnée par :

➤ $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$0,4 \times 40 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow$ On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$

Conclusion : les dimensions retenues sont :

{ Poutres principales : **(30 x 45) cm²**.
Poutres secondaires : **(30 x 40) cm²**.

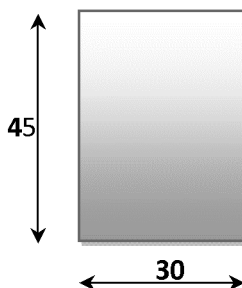


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

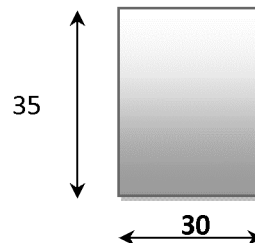


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

* *Vérification des conditions exigées par le RPA* : Les résultats sont sous forme de tableau :

	BAEL91	$L_{\max}$	h_t	B	RPA			Observation
					h_t	b	$h_t / b < 4$	
Poutre principale	$l/15 \leq h_t \leq l/10$	510	45	30	30	20	1,5	Ok
	$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$							
Poutre secondaire	$l/15 \leq h_t \leq l/10$	495	40	30	30	20	1,33	Ok
	$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$							

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

II.1.4 LES VOILES:

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

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

2

a- épaisseur

D'après le (RPA99/Version2003) l'épaisseur d'un voile est au moins égale à 15cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités. $e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$

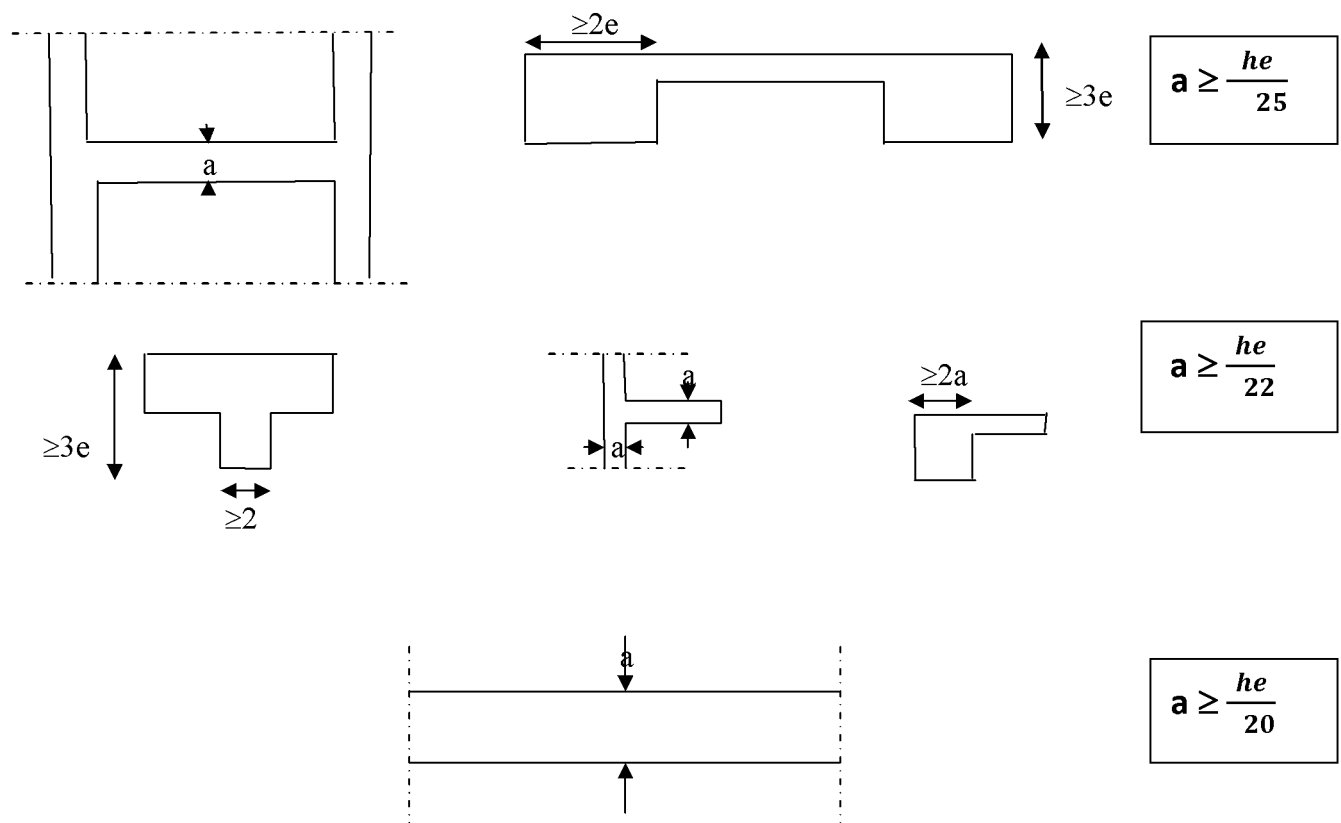


Fig.II.4. Différentes coupes des voiles en plan.

$$\begin{aligned}
 * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{25} = 0,11\text{m} = 11\text{cm} \\
 * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{22} = 0,13\text{m} = 13\text{cm} \\
 * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{20} = 0,143\text{m} = 14\text{cm}
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{25} = 0,11\text{m} = 11\text{cm} \\ * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{22} = 0,13\text{m} = 13\text{cm} \\ * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{20} = 0,143\text{m} = 14\text{cm} \end{aligned}} \right\} e = \max \{11, 13, 14\} \text{ cm} \Rightarrow e = 14\text{cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de voile égal à 20cm.

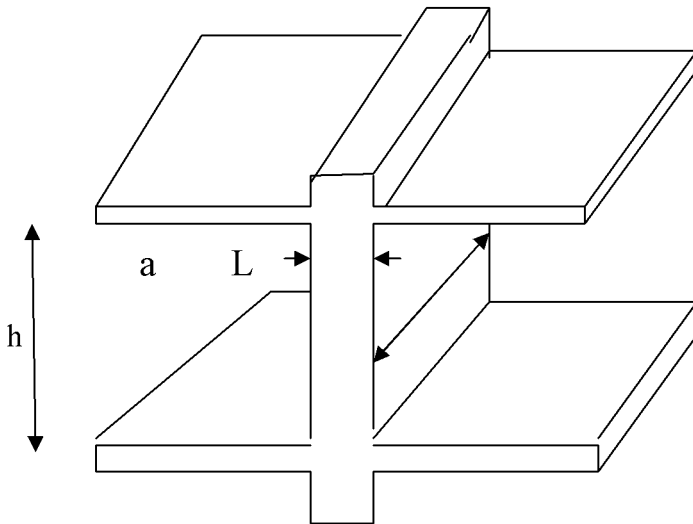


Fig. II.5: Coupe de voile en élévation

b- largeur

Selon le (RPA99/Version2003), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

Avec a : l'épaisseur de voile

$L_{\min}$: longueur total de voile

Dans notre cas $\Rightarrow a = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_{\min} \geq 4.a = 4 \times 0,20 = 0,80 \text{ m}$$

$$L_{\min} > 0,80\text{m} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

II.1.5. LES Poteaux :

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante : $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

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

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

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

Localisation du poteau plus sollicité :

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

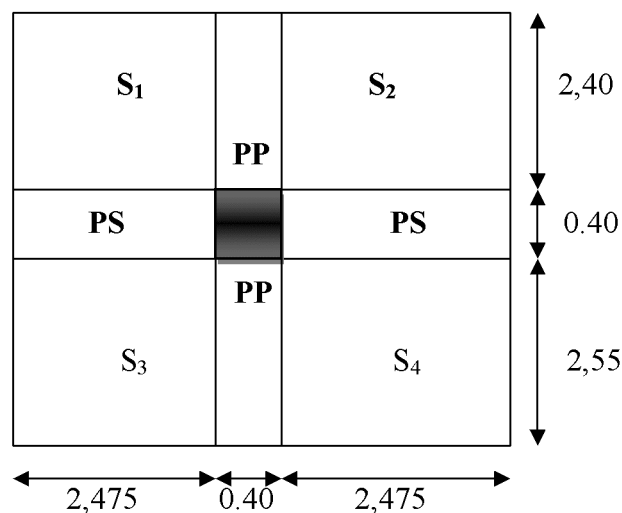


Fig. II.6 : Localisation du poteau le plus sollicité

II.2 Descente de charge :

II.2.1 Surface d'influence:

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

$$S = (2,40 \times 2,475) + (2,40 \times 2,475) + (2,55 \times 2,475) + (2,55 \times 2,475) = 24,50 \text{ m}^2$$

$$S = 24,50 \text{ m}^2$$

II.2.2 Détermination des charges et surcharges (D T R B.C 2.2)

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord Déterminer le chargement à la réglementation.

1. Charges permanentes G :

On commence par déterminer les charges permanentes, en effet, on calculera les charges Correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants) aux murs (extérieurs et intérieurs) et à l'acrotère. Tous ces résultats sont consignés dans les tableaux suivant (tableau 1, 2,3 et 4) Suivis des schémas explicatifs respectivement.

1.1. Les planchers

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m²)	Charges (KN/m²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1,00
2	Etanchéité	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton 1,5%	0.08	22	1.76
4	Isolation thermique	0.04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	/	2,80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G_t = 6,05

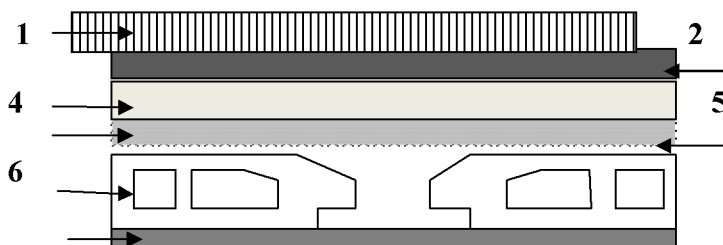


Fig. II.7. Plancher terrasse

➤ Plancher étages courant :

Tableau II.3 : plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0,36
4	Plancher en corps creux(20+5)	0.25	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.1	9	0.9
				G_t = 5,10

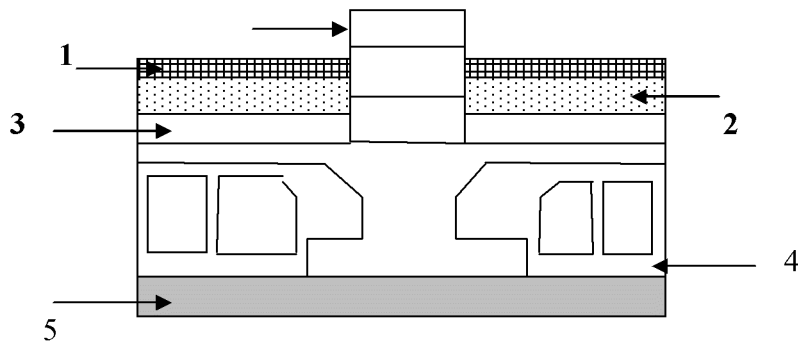


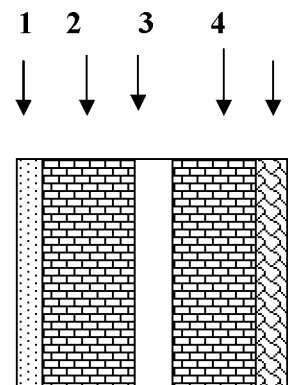
Fig. II.8 : plancher d'étage courant

1.2. La maçonnerie:

Tableau II.4 : murs extérieurs (en brique creuse).

5

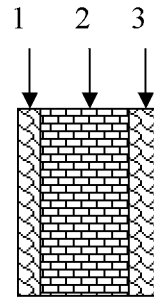
N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G_t =2,36



FigII :9coupeverticale

Tableau II.5 : murs intérieurs en brique de 10cm.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G_t = 1.3



FigII.10 coupe vertical

1.3. Balcon :

Tableau II.6 : Balcon dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	5
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
				G_t = 5.31

2. Surcharge d'exploitations Q :

- ✓ Plancher terrasse 1KN/m².
- ✓ Plancher étages courants a usage d'habitation ... 1.5KN/m².
- ✓ Les escalier 2.5KN/m².
- ✓ Balcon en dalle pleine..... 3.5KN/m²
- ✓ L'acrotère..... 1KN/m²

II.2.3 Calcul poids propre des éléments :

○ Poutres :

- Poutres principales : $G_{pp} = [(0.3 \times 0.45) \times (2.40 + 2.55)] \times 25 = 16.71 \text{ KN}$
- Poutre secondaire : $G_{ps} = [(0.3 \times 0.40) \times (2.475 + 2.475)] \times 25 = 14.85 \text{ KN}$

$$G_{pt} = (G_{pp} + G_{ps}) = 31,56 \text{ KN}$$

○ Planchers:

- Plancher terrasse $G_{pt} = 6,05 \times 24,50 = 148,225 \text{ KN}$
- Planchers d'étage courant $G_{pc} = 5,10 \times 24,50 = 124,95 \text{ KN}$

- **Poteaux:** $G_p = 25 (0.4 \times 0.4) \times 3.06 = 12.24 \text{KN}$
- **Surcharge d exploitation**
 - Plancher de terrasse : $24.50 \times 1.00 = 24.50 \text{KN}$
 - Plancher à usage d'habitations : $24.50 \times 1.5 = 36.75 \text{KN}$

II.2.4 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

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

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

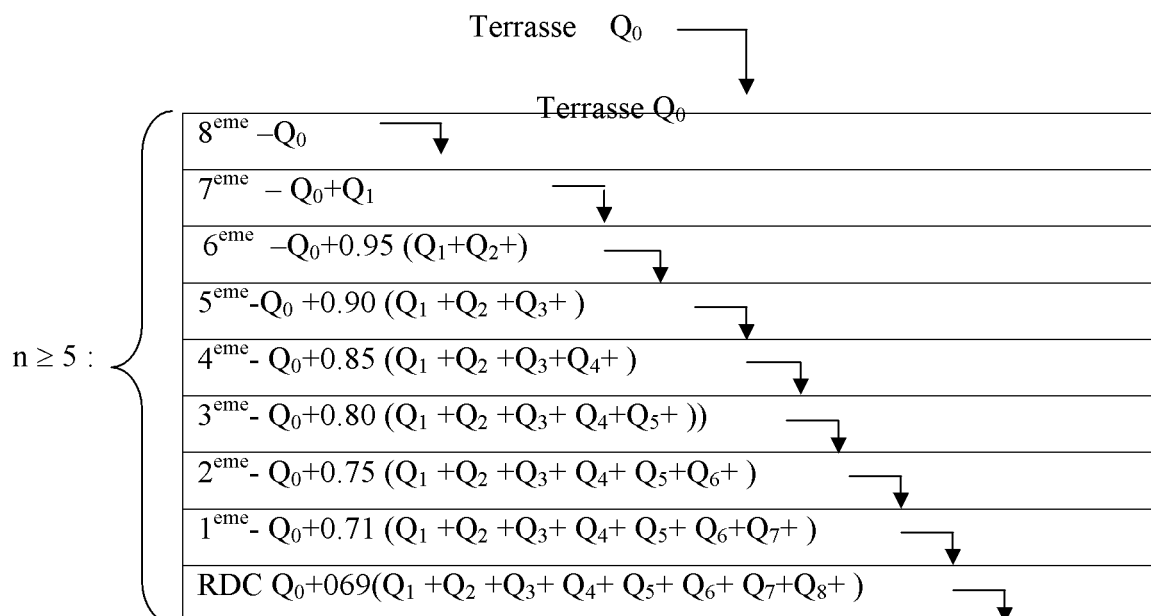


Fig. II.12. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.

***Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression.**

$$S_8 = Q_0 = 24,50 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + Q_1 = 61,25 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 94.33 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 123.73 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 149.45 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 171.5 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 189,88 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 207.15 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{RDC}} = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 227.36 \text{ KN.}$$

NIVEAU	Charge permanente [KN]						Surcharges d'exploitation [KN]	Efforts normaux N=G _C +Q _C	SECTION des poteaux	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteau x	Poids des murs	G _{total}	G _{cumulée}	Q _C		Section trouvée	Section adoptée
8	148,23	31.56	00.00	00.00	179,79	179,79	24.50	204,29	136,62	(35x35)
7	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	381,24	61.25	442,49	294,50	(35x35)
6	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	582,69	89.00	671,69	447,79	(35x35)
5	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	784,14	134.75	918,89	612,59	(40x40)
4	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	985,59	171.50	1157,09	771,39	(40x40)
3	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	1187,04	208.25	1395,29	930,19	(40x40)
2	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	1388,49	245.00	1633,49	1088,99	(45x45)
1	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	1589,94	281.75	1871,69	1247,79	(45x45)
RDC	124,95	31.56	12.24	32.70	201,45	1791,39	318.50	2109,89	1406,59	(45x45)

II.2.5 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (art 7.4.1)

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

- Min (b, h) $\geq$ 30cm en zone III
- Min (b, h) $\geq$ $h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

• RDC, 1^{er} et 2^{eme} :

- ✓ Min (b₁, h₁) = min(45, 45) = 40 cm > 25 cm..... condition vérifier
- ✓ Min (b₁, h₁) = 45 > $h_e/20 = 286/20 = 14.3$ cm..... condition vérifier
- ✓ $1/4 < 45/45 = 1 < 4$ condition vérifier

• 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} :

- ✓ Min (b₁, h₁) = min(40, 40) = 40 cm > 25 cm..... condition vérifier
- ✓ Min (b₁, h₁) = 40 > $h_e/20 = 286/20 = 14.3$ cm..... condition vérifier
- ✓ $1/4 < 40/40 = 1 < 4$ condition vérifier

• 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} :

- ✓ Min (b₁, h₁) = min(35, 35) = 35 cm > 25 cm..... condition vérifier
- ✓ Min (b₁, h₁) = 35 > $h_e/20 = 286/20 = 14.3$ cm..... condition vérifier
- ✓ $1/4 < 35/35 = 1 < 4$ condition vérifier

II.2.6 Vérification des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très Importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au Flambement.

A fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement l des poteaux selon la formule suivante :

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

λ : L'élancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement. $L_f = 0.7L_0$ (Poteau encastré-encastré)

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau par-rapport à l'axe (x-x) et (y-y)

B: Section du poteau.

• **Poteau 45x45.**

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{tel que} \quad I_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$I_{\min}$: est minimum dans les deux sens

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} \quad I_{\min} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341781.75 \text{ cm}^4.$$

$$I_{\min} = \sqrt{\frac{341781.75}{45 \times 45}} = 12.99 \text{ cm}.$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poteau}} = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0.707 \times l_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 261}{12.99} = 14.20 \text{ cm} \leq 50$$

• **Poteau 40x40 :**

$$I_{\min} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4.$$

$$I_{\min} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 \times 40}} = 11.54 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{0.707 \times l_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 261}{11.54} = 15.99 \text{ cm} \leq 50$$

• **Poteau 35x35**

$$I_{\min} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4.$$

$$I_{\min} = \sqrt{\frac{125052.08}{35 \times 35}} = 10.10 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{0.707 \times l_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{10.10} = 18.62 \text{ cm} \leq 50$$

✓	(45x45)		$\lambda = 14.20 \text{ cm} \leq 50$ condition vérifier.
✓	(40x40)		$\lambda = 15.99 \text{ cm} \leq 50$ condition vérifier.
✓	(35x35)		$\lambda = 18.62 \text{ cm} \leq 50$ condition vérifier.

Conclusion final :

Après avoir ces calculs, on adopte pour les pré-dimensionnements suivant :

- Plancher en corps creux (20+5) cm
- Poteaux :
 - RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage (45x45)
 - 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage (40x40)
 - 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage (35x35)
- Poutres :
 - poutre secondaires : (30x40)
 - Poutre principales : (30x45)
- Voiles : 20cm d'épaisseur.
- Dalle pleine : 15 cm d'épaisseur

CHAPITRE 3

Calcul des Eléments

III. 1. L'acrotère**Introduction :**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

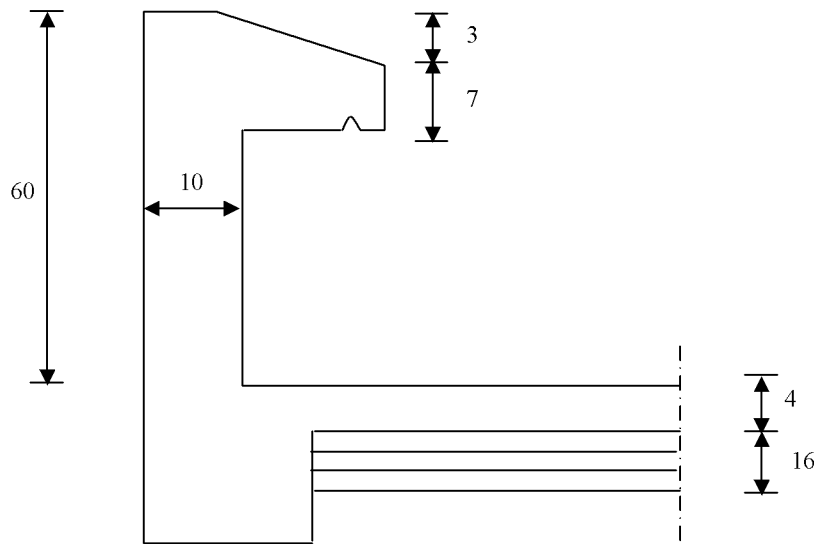


Fig.III.1.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2. Les sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \cdot S \cdot 1 \text{ ml}$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [(0.5 \times 0.1) [(0.1 \times 0.1) - \frac{0.03 \times 0.1}{2}]] = 1.713 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G = 1.713 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1.00 \text{ KN /ml}}$
- Effort normale du au poids propre : $\mathbf{N = G \times 1 = 1.713 \text{ KN}}$
- Effort de tranchant : $\mathbf{T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN /ml}}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge : $\mathbf{M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.60 \text{ KN.m}}$

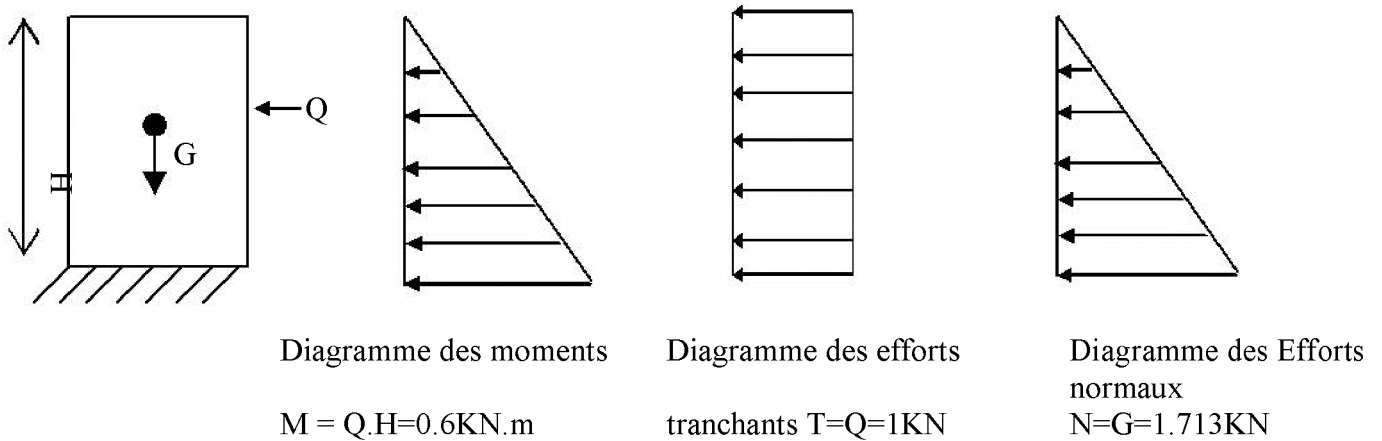


Fig. : III.1.2 Schéma statique

III.1.3. Les combinaisons de charge:***A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$***

- Effort normal N: $N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

A L'ELS : $G + Q$

- Effort normal: $N_s = N = 1.713 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M = 0.6 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_s = T = 1 \text{ KN}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

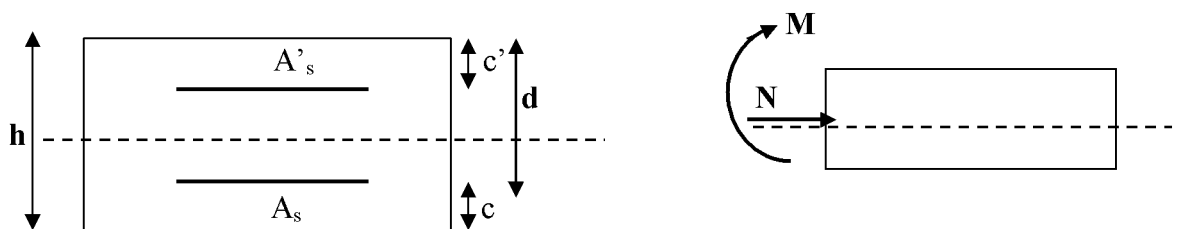


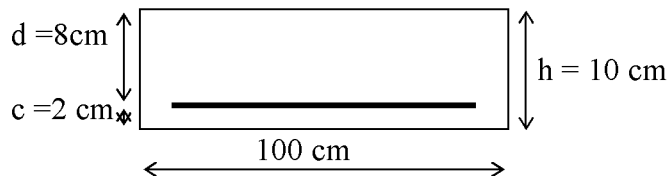
Fig. III.1.3. Schéma statique de la section de l'acrotère

Remarque

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

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

**III.1.4.1 Calcul à L'ELU :****Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.03 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

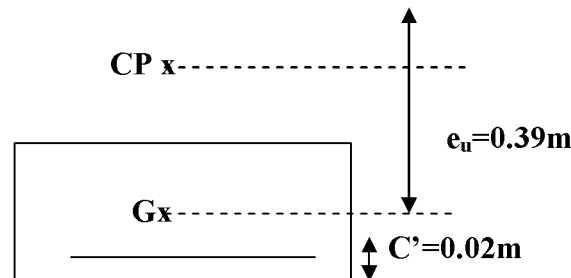


Fig. .III.1.4. Schéma statique des distances

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une SPC (section partiellement comprimée).

Le calcul d'armature se fait en deux étapes :

1) La section des armatures fictives (en flexion simple) :

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

$$M_f = 0.9 + 2.31 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

2) La section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.4.2 Vérifications:**• Armature principale :****a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.713} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91).

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 80} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

c. Vérification de l'adhérence: (BAEL99/art A.6.1. 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.04} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Espacement des barres

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$$

e. Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 253.9 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.4.2 vérification à L'ELS :

$$\text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

a) Vérification des contraintes dans l'acier

(Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 267 ; 201.6 \} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 x A}{b x d} = \frac{100 x 2.01}{100 x 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 x = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.69$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 x 10}{0.92 x 80 x 2.01 x 10^2} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de contraintes dans le béton

(Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40.56}{47.69} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le Ferrailage adopté est :

Armatures principales : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec St = 25 cm

Armatures de répartition : 4 HA8 = 2.01 cm² avec St = 15 cm

III .1.5. Vérification de l'acrotère au séisme

(Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4 A C_p w_p$$

Avec

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

A = 0.15 (Zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'élément

$$w_p = 1.713 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.713 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

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

L'acrotère sera ferrailé comme suite :

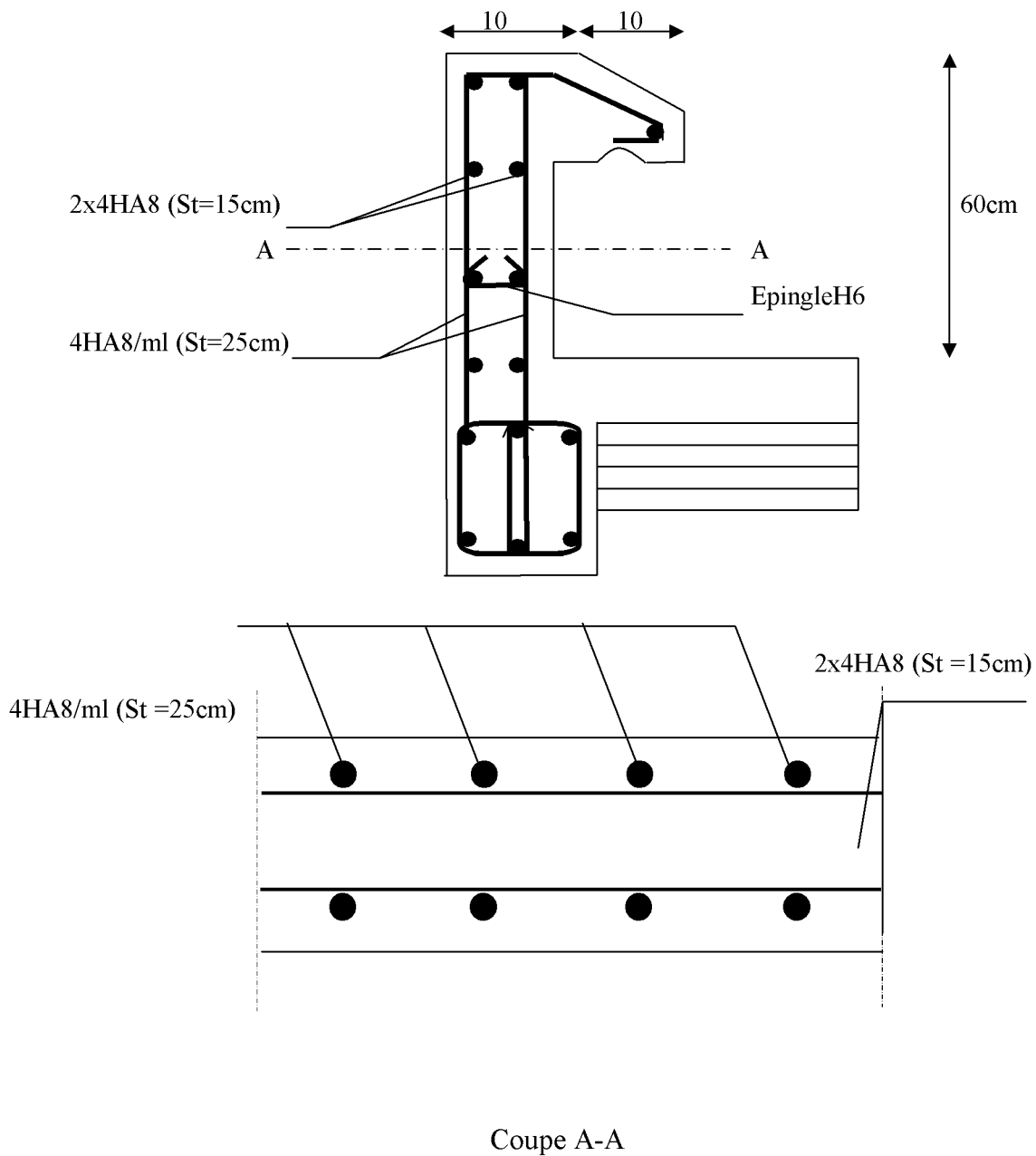


Fig.III.1.5 Ferrailage de l'acrotère

III.2. Les planchers

Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (20+5), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 20cm.

Une dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

III.2.1. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 20+5 = 25$ cm (hauteur de la dalle)

$b_0 = 5$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

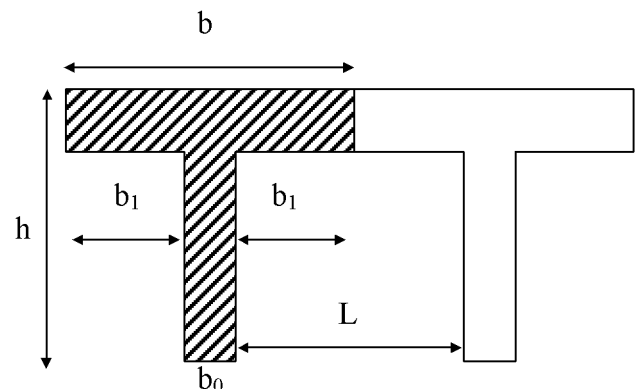


Fig. III.2 → section en T

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

a). Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$).

Soit : $A_{\perp} = 6T6 = 1.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$. avec : $e = 15 \text{ cm}$

b). Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.71}{2} = 0,855 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6T6 = 1.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec : $e = 15 \text{ cm}$

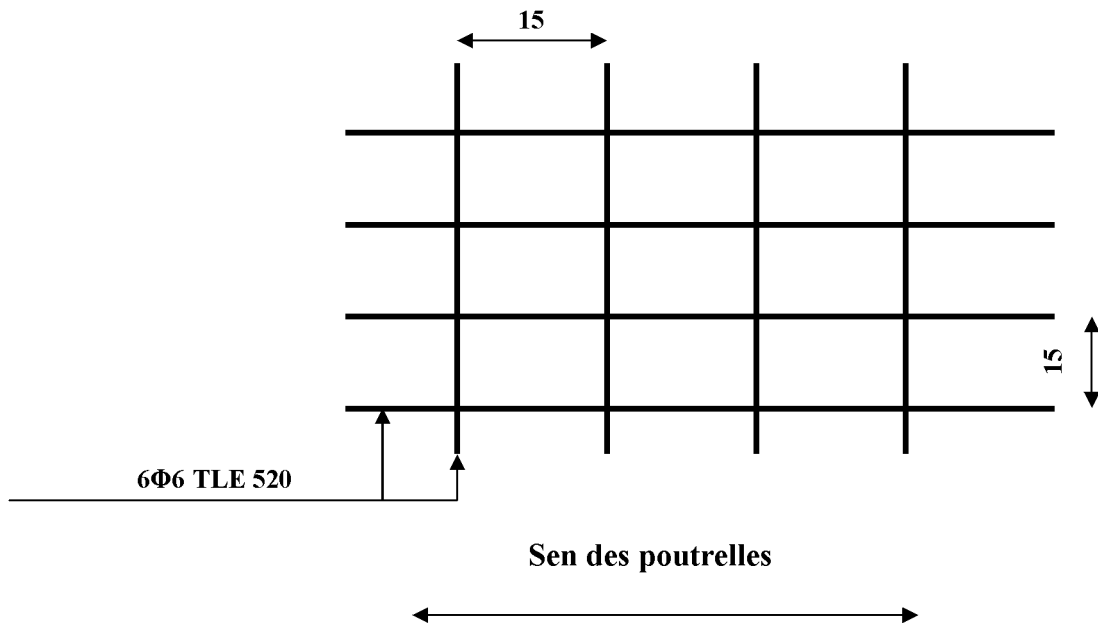


Fig.III.2.2 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé
(15×15) cm.

III.2. 2 Calcul de la poutrelle à l'ELU :

III.2.2.1 Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

a). combinaison d'actions :

A l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $Q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$

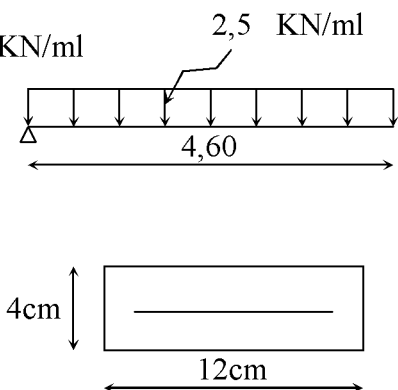
b). calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,60^2}{8} = 6,61 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 6,61}{2} = 8,26 \text{ KN}$$

c). ferrailage de la poutrelle :

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



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{6,61 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 9,70 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

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

III.2.2 2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

$$\text{-poids du plancher : } G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$$

Pour notre cas le calculs de plancher est celui de l'étage courant (usage habitation).

$$\text{-surcharge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

a). Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,937 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 4,29 \text{ KN/ml}$$

b). Choix de la méthode :

$$1. \begin{cases} Q \leq 2G & = 6,63 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\longrightarrow$ Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 : $(0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25)$ on a :

Selon les deux sens X et Y :

$$\frac{400}{495} = 0,81, \quad \frac{495}{495} = 1,00, \quad \frac{495}{495} = 1,00, \quad \frac{495}{400} = 1.23 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\longrightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.2 3. Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

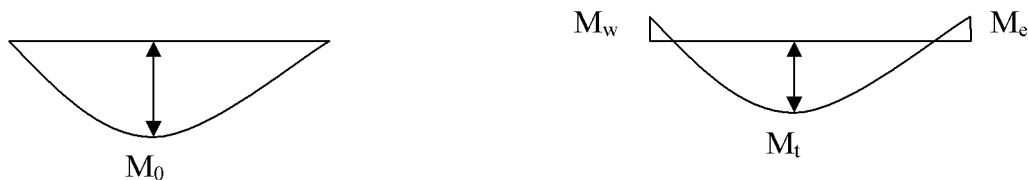


Figure III.2.3. : Diagramme des moments

III..2.2 4. Exposé de la méthode :

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

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

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_t + M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \rightarrow \text{avec } (1 + 0,3\alpha) \geq 1,05 \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive.} \end{array} \right.$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, selon le sens X et Y et on va étudier un sens car il y a une symétrie.

La poutre est présentée dans le diagramme suivant :

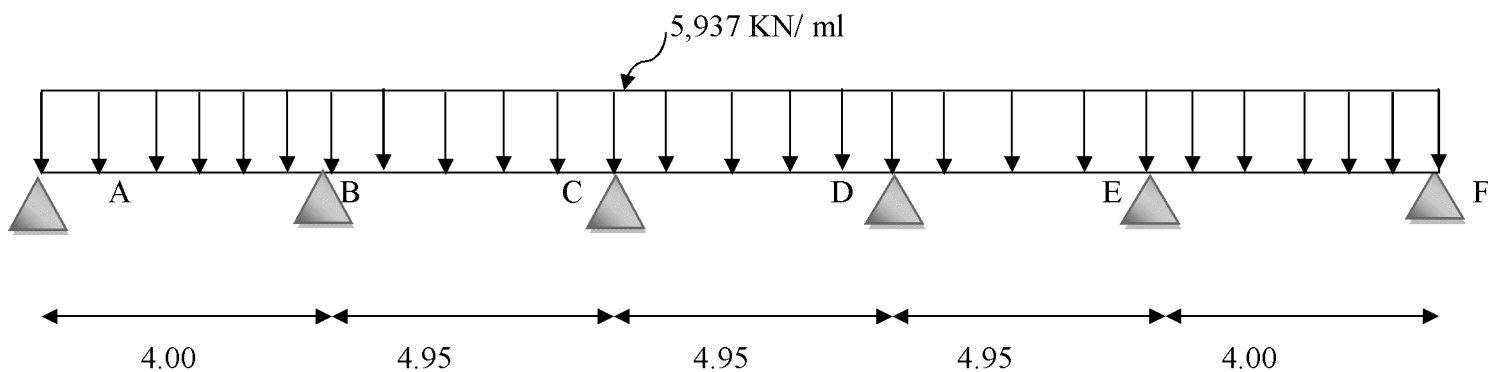


Fig. III.2. 4. Schéma statique

III.2.2 5. Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,315} = 0,227 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,227$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3 \alpha = 1,068 \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0,53 \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0,63 \end{array} \right.$$

III.2.2.6. Méthode forfaitaire :

- **Calcul des moments isostatiques**

Travée AB

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 4,00^2}{8} = 11.874 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 4,95^2}{8} = 18.184 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 4,95^2}{8} = 18.184 \text{ KN.m}$$

Travée DE

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 4,95^2}{8} = 18.184 \text{ KN.m}$$

Travée EF

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 4,00^2}{8} = 11.874 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 11.874 = 3,5622 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (11.874, 18.184) \Rightarrow M_B = 9,092 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \max (18.184, 18.184) \Rightarrow M_C = 7.2736 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,4 \max (18.184, 18.184) \Rightarrow M_D = 7.2736 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_0^4, M_0^5) = 0,5 \max (18.184, 11.874) \Rightarrow M_E = 9,092 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 (M_0^5) = 0,3 \max (11.874) \Rightarrow M_F = 3.5622 \text{ KN.m}$$

- **calcul des moments en travée :**

Travée de rive AB :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0^1$$

$$M_t \geq 0,63 \times 11.874 \longrightarrow M_t \geq 7.48 \text{ kN.m}$$

$$- M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,068 M_0^1 \longrightarrow M_t + \frac{3,5622 + 9,092}{2} \geq 1,068 (11.874)$$

$$M_t = 6.35 \text{ kN.m}$$

On prend le max **$M_t = 7.48 \text{ kN.m}$**

Travée intermédiaire BC:

$$- M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,068 M_0^2 \longrightarrow M_t + \frac{9,092 + 7.2736}{2} \geq 1,068 (18.184)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 11.24 \text{ kN.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0^2$$

$$M_t = 0,53 \times 11.184 \longrightarrow M_t = 9.64 \text{ kN.m}$$

On prend le max $M_t = 11.24 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$- M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,068 M_0^3 \longrightarrow M_t + \frac{7.2736 + 7.2736}{2} \geq 1,068 (18.184)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 12.15 \text{ kN.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0^3$$

$$M_t = 0,53 \times 18.184 \longrightarrow M_t = 9.64 \text{ kN.m}$$

On prend le max $M_t = 12.15 \text{ kN.m}$

Travée intermédiaire DE :

$$- M_t + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,068 M_0^4 \longrightarrow M_t + \frac{7.2736 + 7.2736}{2} \geq 1,068 (18.184)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 12.15 \text{ kN.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0^4$$

$$M_t = 0,53 \times 18.184 \longrightarrow M_t = 9.64 \text{ kN.m}$$

On prend le max $M_t = 12.15 \text{ kN.m}$

Travée de rive EF :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0^5$$

$$M_t \geq 0,63 \times 11.874 \longrightarrow M_t \geq 7,48 \text{ kN.m}$$

$$- M_t + \frac{7,2736 + 3,5622}{2} \geq 1,068 (11,874) \longrightarrow M_t = 7,26 \text{ kN.m}$$

On prend le max $M_t = 7,48 \text{ kN.m}$

- Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

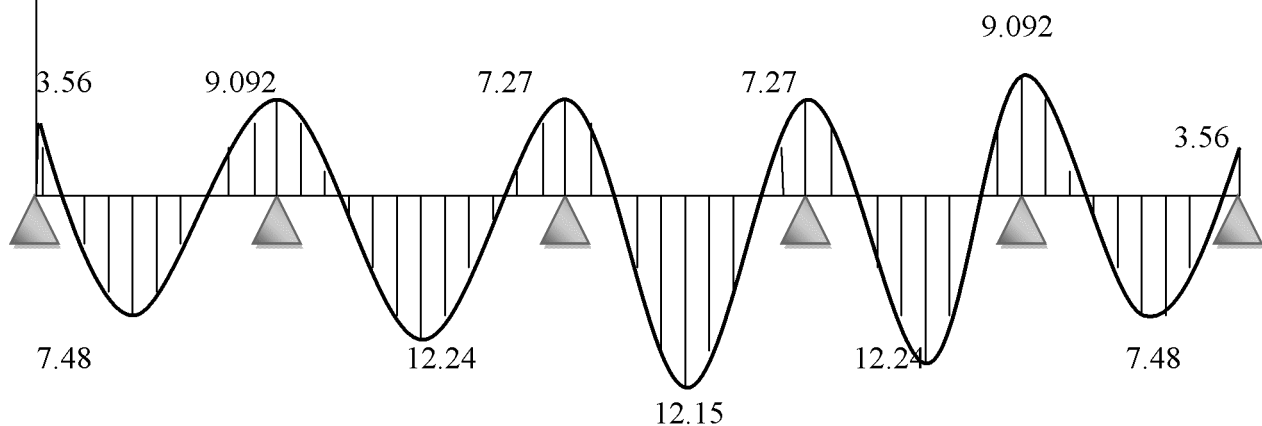
$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

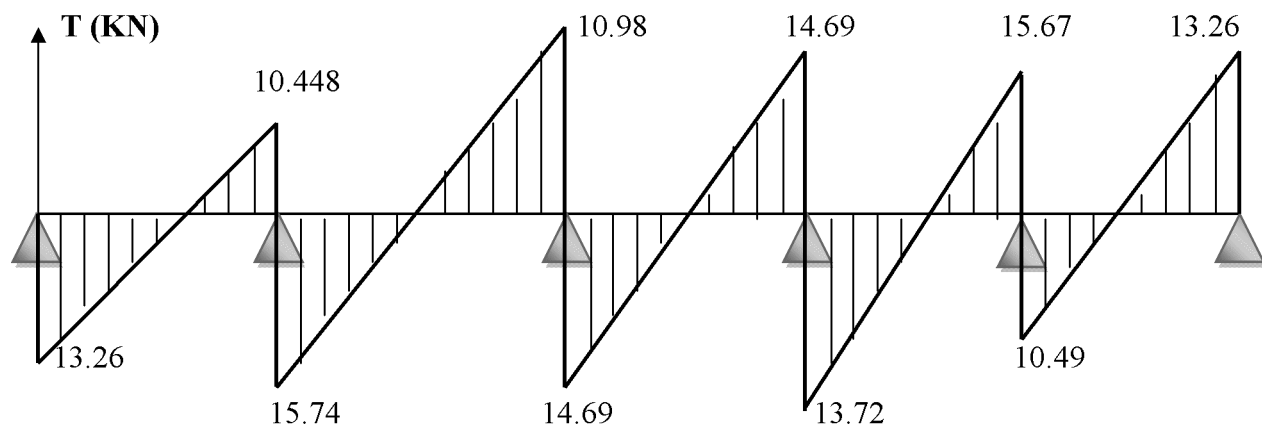
Travées	AB=4.00m	BC=4.95m	CD=4.95m	DE=4.95m	EF=4.00m
Mw(Kn.m)	3.5622	9.092	7.2736	7.2736	9.092
Me(Kn.m)	9.092	7.2736	7.2736	9.092	3.5622
T_w (KN)	-13.26	-15.74	-14.69	-13.72	-10.49
T_e (KN)	10.448	10.98	14.698	15.67	13.26
Mt(Kn.m)	7.48	12.24	12.15	12.24	7.48

III.2.2.7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments fléchissant :



b) diagramme d'effort tranchant :



III.2.2.8. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 12,24 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 9,092 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 15,74 \text{ KN}$$

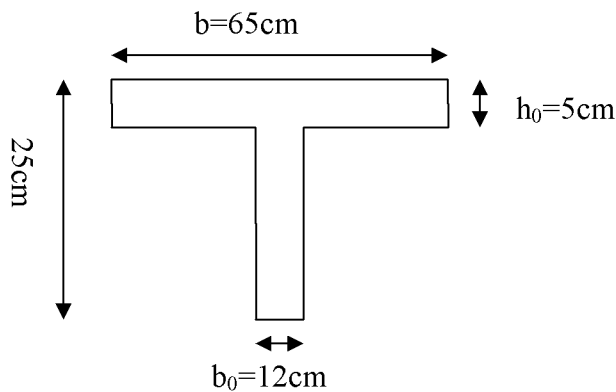


Figure III.2.5 : Section de la poutre en Té

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0,05 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,05}{2} \right) \cdot 10^3 = 71,53 \text{ KN.m}$$

$M_t = 71,53 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 12,24 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{12,24 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{12,24 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 1,996 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1,996 \text{ cm}^2$ on adopte : **armature en travées 3HA10 = 2,35 cm²**

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 9,092 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9,092 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,16 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,16 \rightarrow \beta = 0,912$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{9,092 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,59 \text{ cm}^2$ on adopte : **armature aux appuis 2HA12 = 2.26 cm²**

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{250}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right) = 7.14 \text{ mm} = 0.714 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,714 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

On adopte : **armature transversal 2HA8 $\rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

d) Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (16,2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

III.2.2.9 .Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15,74 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{15.74 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times 3.14 \times 12} = 2.58 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 2.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ avec : } a = \frac{V_u^{\max}}{0.9d} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times \frac{25}{1.5} = 129.6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 15.75 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 15.67 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

- Appuis de rive :

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(15.67 - \frac{3.56}{0.9 \times 0.18} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (15.67 - 21.98)$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.18 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (15.75 - \frac{9.092}{0.9 \times 0.18}) = -0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \geq -1.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

Soit un crochet de : $0,4 l_s = 14,11 \text{ cm}$

III.2.3. Calcul de la poutrelle à l'ELS :

- **calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 4,29 \text{ KN/m}$$

Travée AB

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,29 \times 4,00^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,29 \times 4,95^2}{8} = 13,14 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,29 \times 4,95^2}{8} = 13,14 \text{ KN.m}$$

Travée DE

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,29 \times 4,95^2}{8} = 13,14 \text{ KN.m}$$

Travée EF

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,29 \times 4,00^2}{8} = 8,58 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 8,58 = 2,574 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (8.58, 13.14) \Rightarrow M_B = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \max (13.14, 13.14) \Rightarrow M_B = 5.256 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,4 \max (13.14, 13.14) \Rightarrow M_B = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_0^4, M_0^5) = 0,5 \max (13.14, 8.58) \Rightarrow M_B = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 (M_0^5) = 0,3 \max (8.58) \Rightarrow M_B = 2.574 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments en travée :

Travée de rive AB :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0^1$$

$$M_t \geq 0.63 \times 8.58 \longrightarrow M_t \geq 5.41 \text{ kn.m}$$

$$- M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1.068 M_0^1 \longrightarrow M_t + \frac{2.574 + 6.57}{2} \geq 1.068 (6.57)$$

$$M_t = 2.44 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 5.41 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire BC:

$$- M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1.068 M_0^2 \longrightarrow M_t + \frac{6.57 + 5.256}{2} \geq 1.068 (13.14)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 8.12 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0^2$$

$$M_t = 0.53 \times 13.14 \longrightarrow M_t = 6.96 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 8.12 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$- M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1.068 M_0^3 \longrightarrow M_t + \frac{5.256 + 5.257}{2} \geq 1.068 (13.14)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 8.78 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0^3$$

$$M_t = 0.53 \times 13.14 \longrightarrow M_t = 6.96 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 8.78 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire DE :

$$- M_t + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,068 M_0^4 \longrightarrow M_t + \frac{5.256 + 6.57}{2} \geq 1,068 (13.14)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 8.12 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0^4$$

$$M_t = 0,53 \times 13.14 \longrightarrow M_t = 6.96 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 8.12 \text{ kn.m}$

Travée de rive EF :

$$M_t \geq \left(\frac{6 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0^5$$

$$M_t \geq 0,63 \times 8.58 \longrightarrow M_t \geq 5.41 \text{ kn.m}$$

$$- M_t + \frac{6.57 + 2.574}{2} \geq 1,068 (8.58) \longrightarrow M_t = 4.59 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 5.41 \text{ kn.m}$

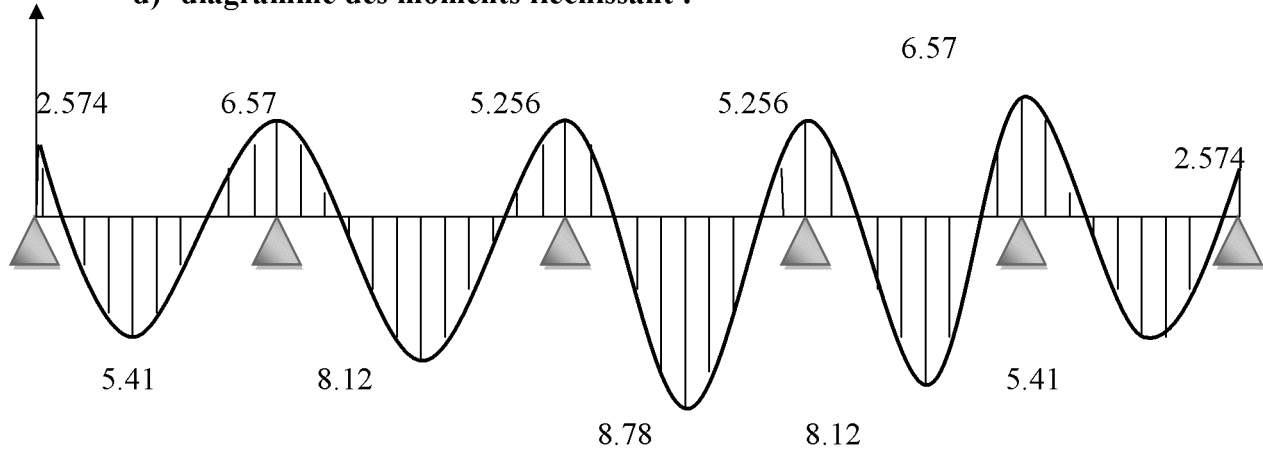
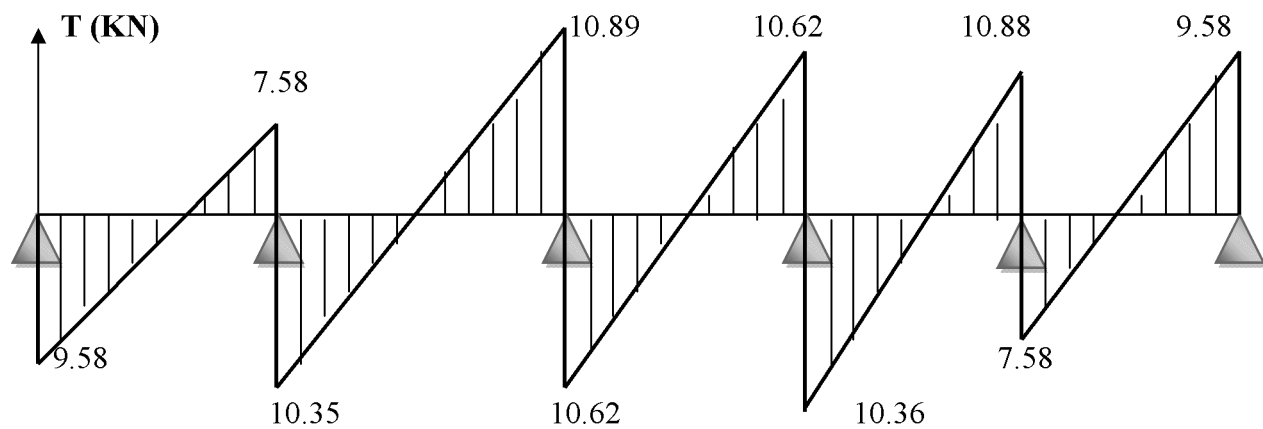
c). Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travées	AB=4.00m	BC=4.95m	CD=4.95m	DE=4.95m	EF=4.00m
Mw(Kn.m)	2.574	6.57	5.256	5.256	6.57
Me(Kn.m)	6.57	5.256	5.256	6.57	2.574
Tw(KN)	-9.58	-10.35	-10.62	-10.88	-7.58
Te(KN)	7.58	10.89	10.62	10.36	9.58
Mt(Kn.m)	5.41	8.12	8.78	8.12	5.41

III.2.3.1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**d) diagramme des moments fléchissant :****e) diagramme d'effort tranchant :****III.2.4. Vérifications à L'ELS :****III.2.4.1. Etat limite de la compression du béton :**

- En travée : $M_t^{\max} = 8,78 \text{ K.N.m}$

a) Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,8565 \rightarrow K_1 = 19,84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8,78 \times 10^3}{0,8565 \times 18 \times 2,35} = 242.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

b) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{242.34}{19,84} = 12.21 < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 12,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- **Aux appuis** : $M_a^{\max} = 6.57 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1,046$$

$$\rho_1 = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0,8595 \rightarrow K_1 = 20.31$$

a) Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,57 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 2.26} = 181.26 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

b) Contrainte dans le béton :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{181.26}{20.30} = 8,92 < 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 8,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III.2.4.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

III.2.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{25}{460} = 0.054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,054 > \frac{8,78}{15 \times 8.58} = 0,068 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2.26}{18 \times 12} = 0,01 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

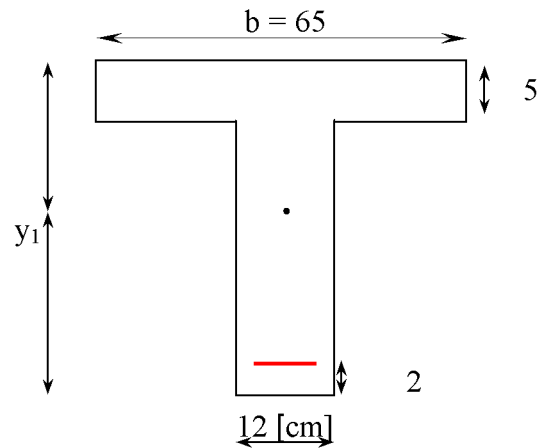
L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

-Calcul de la flèche :

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I f_v} < \frac{L}{500}$$

$$f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I f_i} < \frac{L}{500}$$

 E_v : Module de déformation différé

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

 I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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

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

 $S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{12 \times (25)^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 5047 \text{ [cm}^3\text{]}$$

 B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b_0 \times (h - h_0) + (b \times h_0) + 15 \times A_t = 12 \times (25 - 5) + (65 \times 5) + (15 \times 2,35) = 600,25 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rightarrow y_1 = \frac{5047}{600,25} = 8,41 \text{ [cm]}$$

$$y_2 = h - y_1 = 25 - 8,41 = 16,59 \text{ [cm]}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (8,41^3 + 16,59^3) + (65 - 12) \times \frac{5^3}{12} + (65 - 12) \times 5 \times \left(8,41 - \frac{5}{2} \right)^2 + 15 \times 2,35 \times (16,59 - 2)^2$$

$$I_0 = 30451,46 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \quad \rho = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,01 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,64$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 181,26 + 2,1} = 0,39$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{fi} = \frac{1,1 \times 30451,46}{1 + 4,11 \times 0,65} = 9123,41 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times 30451,46}{1 + 1,64 \times 0,65} = 16213,27 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_i = \frac{8,78 \times (4,95)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 9123,41} = 0,73 \text{ [cm]}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{ [cm]} \quad f_i < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{8,78 \times (4,95)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 16213,27} = 1,23 \text{ [cm]}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0,99 \text{ [cm]}$$

La flèche n'est pas vérifiée pour 2HA12, alors on augmente le ferrailage à 2HA14 et on refait

Contrainte dans l'acier : (σ_s)

$$M_t^{\max} = 8,78 \text{ KN.m}, A = 3,08 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,08}{12 \times 18} = 1,42$$

$$\rho_1 = 1,42 \rightarrow \beta_1 = 0,842 \quad \text{et} \quad K_1 = 16,65$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{8,78 \times 10^3}{0,842 \times 18 \times 3,08} = 169,39 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

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

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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{12 \times (25)^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + (15 \times 3,08 \times 18) = 5244,1 [cm^3]$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b_0 \times (h - h_0) + (b \times h_0) + 15 \times A_t = 12 \times (25 - 4) + (65 \times 4) + (15 \times 3,08) = 558,2 [cm^2]$$

$$\rightarrow y_1 = \frac{5244,1}{558,2} = 9,39 [cm]$$

$$y_2 = h - y_1 = 25 - 9,39 = 15,61 [cm]$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (9,39^3 + 15,61^3) + (65 - 12) \times \frac{5^3}{12} + (65 - 12) \times 5 \times \left(9,39 - \frac{5}{2}\right)^2 + 15 \times 3,08 \times (15,61 - 2)^2$$

$$I_0 = 40216,54 [cm^4]$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \quad \rho = \frac{3,08}{12 \times 18} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,014 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 2,94$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,17$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 169,39 + 2,1} = 0,32$$

$$If_i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad If_i = \frac{1,1 \times 40216,54}{1 + 2,94 \times 0,32} = 10384,55 [cm^4]$$

$$If_v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad If_v = \frac{1,1 \times 40216,54}{1 + 1,17 \times 0,32} = 32187,28 [cm^4]$$

$$f_i = \frac{8,78 \times (4,95)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 10384,55} = 0,64 [cm]$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 [cm] \quad f_i < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{8,78 \times (4,95)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 32187,28} = 0,62 [cm]$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 [cm]$$

Mais si des étais intermédiaires sont prévus lors de l'exécution des travaux, on peut associer un supplément de rigidité résultant de la présence du corps creux pour une réduction de la flèche totale estimée à 20% pour $h_t \leq 20$ (Art.B.6.8-424_B.A.E.L.91_modifié.99)

$$f_v = 0,12 - \frac{0,12 \times 20}{100} = 0,09[\text{cm}] \rightarrow f_v < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

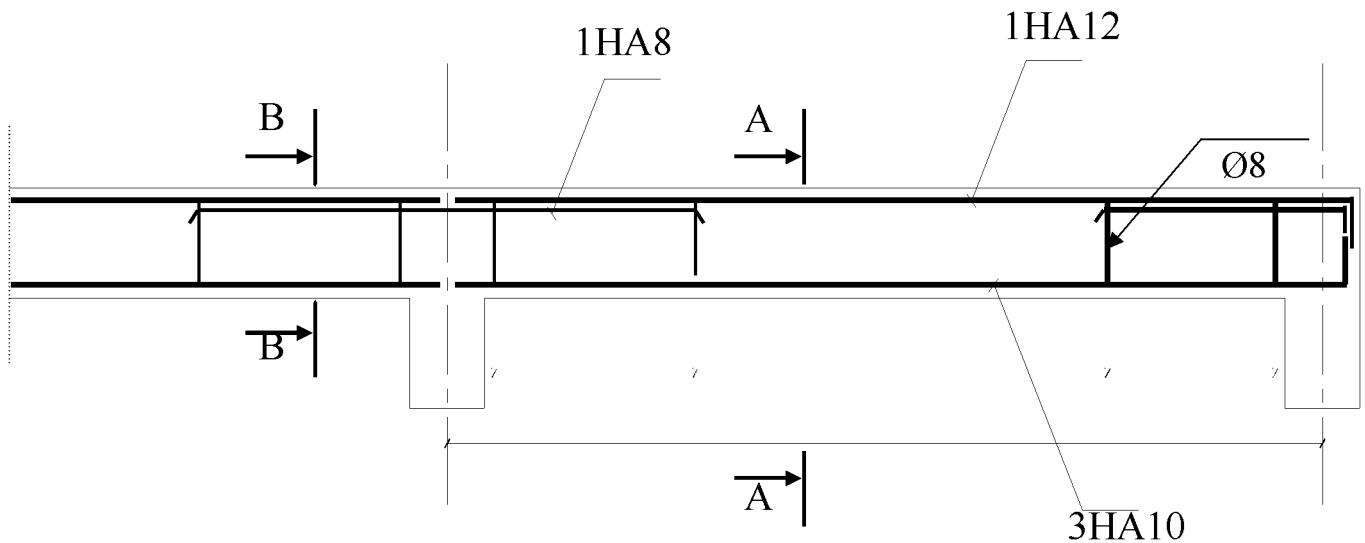
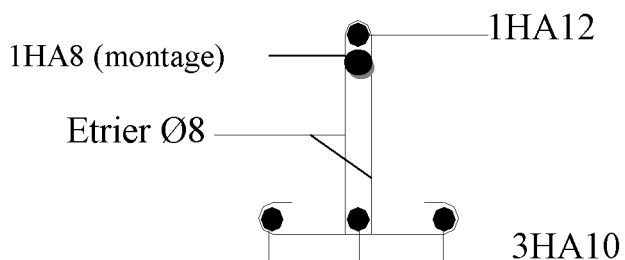
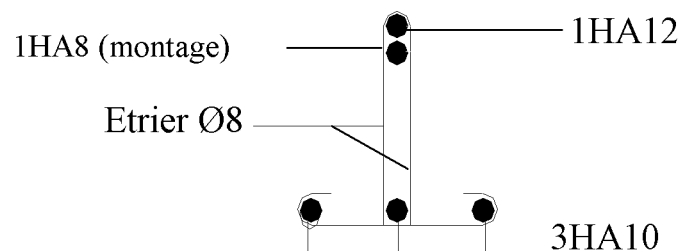


Figure III.2.6. : Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

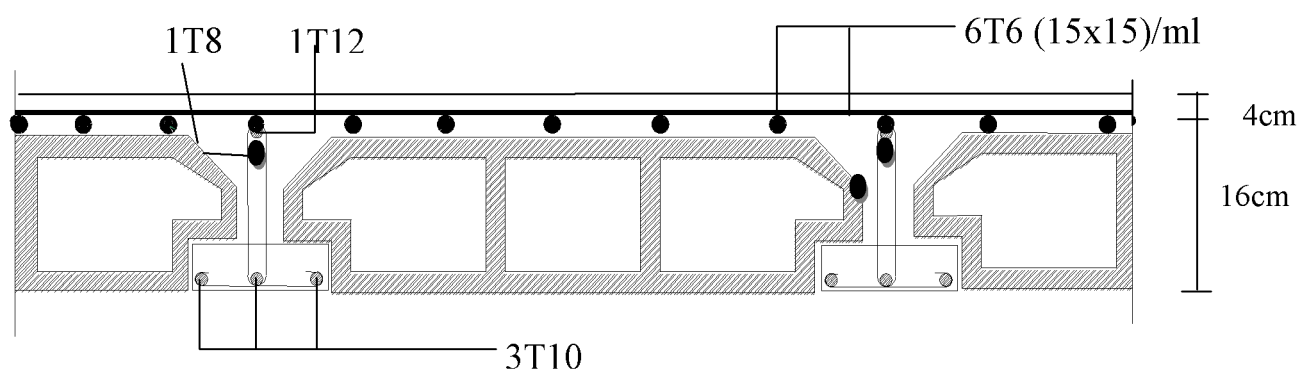


Figure III.2.7 : Plan de ferrailage du plancher

III.3. Etude du balcon

1. Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde corps en brique pleine de hauteur $h = 1\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise a une charge concentrée verticale (G_1) due au poids propre du garde corps avec une charge horizontale du à la main courante (Q_1), ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q .

Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

2. Pré dimensionnement

On a :
$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm}.$$

Soit : $e=15\text{cm}.$

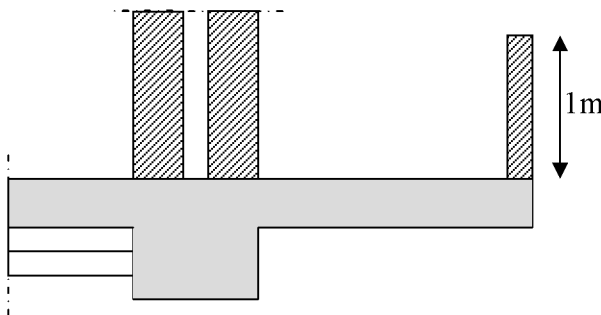


Fig (III.3.1) : Coupe verticale d'un balcon

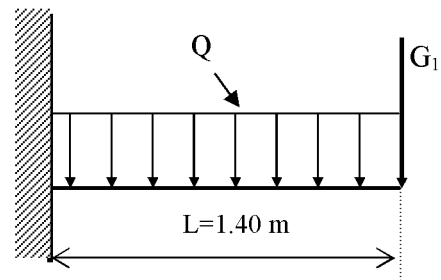


Fig (III.3.2) : Schéma statique du balcon

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

✓ Charges permanentes :

Poids propre revenant au balcon : $G=5.18\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=5.18 \text{ KN/ml}$

✓ Charges concentrée :

Poids propre du garde corps (brique pleine) : $G_1=2\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=2\text{KN/ml}$

✓ Surcharge d'exploitation :

Surcharge revenant au balcon : $Q=3.5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m}=3.5\text{KN/ml}$

Surcharge revenant à la main courante : $Q_1=1 \times 1=1 \text{ KN/ml}$

III.3.3. Les combinaisons de charges**✓ Les combinaisons de charges à l'ELU :**

Pour la dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 3,5$
 $q_u = 12,243 \text{ KN / ml}$

Pour le garde corps : $g_u = 1,35 \times G_1 = 1,35 \times 2 = 2,7 \text{ KN / ml}$

Pour la main courante : $q_{u1} = 1,5 \times Q_1 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN / ml}$

✓ Les combinaisons de charges à l'ELS :

Pour la dalle : $q_s = G + Q = 5,18 + 3,5 = 8,68 \text{ KN / ml}$
 $q_s = 8,68 \text{ KN / ml}$

Pour le garde corps : $g_s = G_1 = 2 = 2 \text{ KN / ml}$

Pour la main courante : $q_{s1} = 1 \times Q_1 = 1 \times 1 = 1 \text{ KN / ml}$

III.3.4. Ferrailage**1. Calcul des moments :****➤ ELU :**

*Moment provoqué par la charge q_u :

$$M_{qu} = q_{u1} L^2 / 2 = 12,243 \times (1,4)^2 / 2 = 12 \text{ KNm}$$

*Moment provoqué par la charge g_u :

$$M_{gu} = g_u \times L = 2,7 \times 1,4 = 3,78 \text{ KNm}$$

*Moment provoqué par la main courante q_{u1} :

$$M_{qu} = q_{u1} \times h = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KNm}$$

*Moment total:

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} + M_{qu1} = 12 + 3,78 + 1,5 = 17,28 \text{ KNm}$$

➤ ELS :

*Moment provoqué par charge q_s

$$M_{qs} = q_s L^2 / 2 = 8,68 \times (1,4)^2 / 2 = 8,51 \text{ KNm}$$

*Moment provoqué par surcharge g_s :

$$M_{gs} = g_s \times L = 2 \times 1,4 = 2,80 \text{ KNm}$$

*Moment provoqué par la main courante q_{u1} :

$$M_{qs} = q_{s1} \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KNm}$$

*Moment total

$$M_s = M_{qs} + M_g + M_{qu1s} = 8,51 + 2,80 + 1 = 12,31 \text{ KNm}$$

1. Calcul du ferrailage à l'ELU :

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

- calcul des armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.084$$

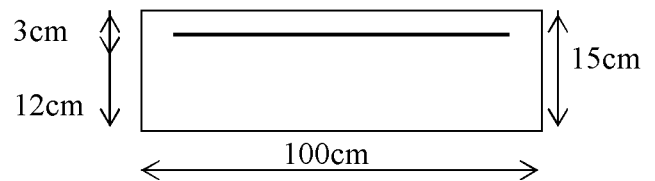
$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\mu_b = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc :}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.28 \times 10^3}{0.956 \times 12 \times 348} = 4.32 \text{ cm}^2$$

on adopte : 4HA12 = 4.52 cm² avec St = 25 cm



- Armatures de répartition :**

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

On adopte : 3HA8/ml = 1.50 cm² avec St = 30 cm

III.3.5. Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement : (Art 5.1.2.BAEL 91)

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = q_u L + g_u = 12.243 \times 1.4 + 2.7 = 19.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.84 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.165 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence dans les barres

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : 6 \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.84 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

d. Calcul de l'ancrage

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.28 \text{ cm} > e = 25 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0.4 L_s = 15 \text{ cm}$$

e. Espacement des barres

- Pour les armatures principales :

$$St < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm.}$$

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition :

$$St < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 30\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

III.3.6. Vérifications à l'ELS**✓ Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.906 \\ K_1 = 37.79 \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :

 $\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA). $\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{12.31 \times 10^3}{0.906 \times 12 \times 4.52} = 250.50$$

$$\sigma_s = 250.50 > \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

 $\Rightarrow$ Le calcul des armatures à l'ELS est obligatoire :**- Détermination d'armature à E.L.S :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.31 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 201.63} = 0.0042$$

$$\mu_1 = 0.0042 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.31 \times 10^6}{0.981 \times 120 \times 201.63 \times 10^2} = 5.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \boxed{5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 20 \text{ cm}}$$

$$\text{Donc } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \boxed{4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 25 \text{ cm}}$$

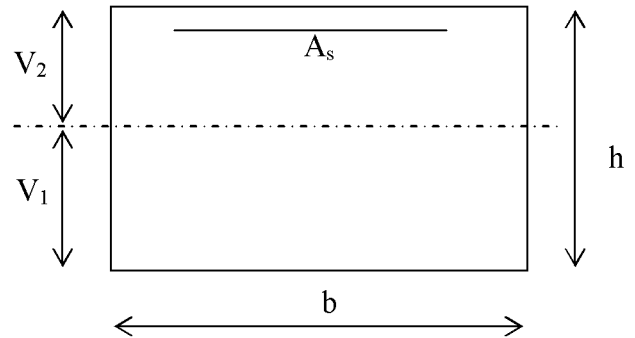
b) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{250.50}{37.79} = 6.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.62 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



✓ Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4E_v \times I_{f_v}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 0.56$$

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0,0047$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0047 \times 250.50 + 2,1} \right] = 0,539$$

$$\lambda_v = 0.05 \cdot \frac{f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.05 \cdot \frac{2.1}{0.0047 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 4.40$$

$$V_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 7.74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = 30115,52 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_0}{1 + 0.4 \lambda_v \cdot \mu} = \frac{30115.52}{1 + 0.4 \times 0.539 \times 4.40} = 15454.63 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_v = \frac{12.30 \times 10^5 \times (150)^2}{4 \times 10818,86 \times 10^2 \times 15454.63} = 0,41 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.41 \text{ cm} < \bar{f}_v = 0,56 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

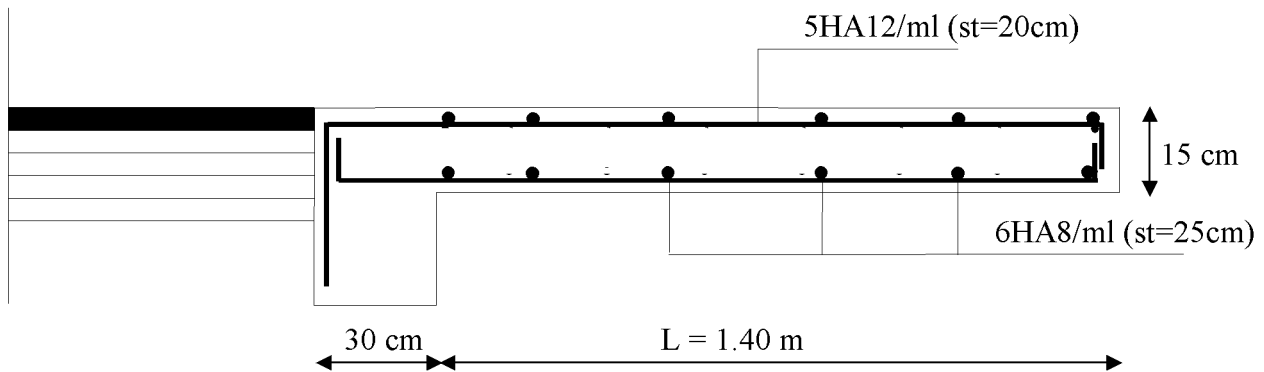


Fig (III.3.3) : Ferrailage du balcon

III.4. Calcul des escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

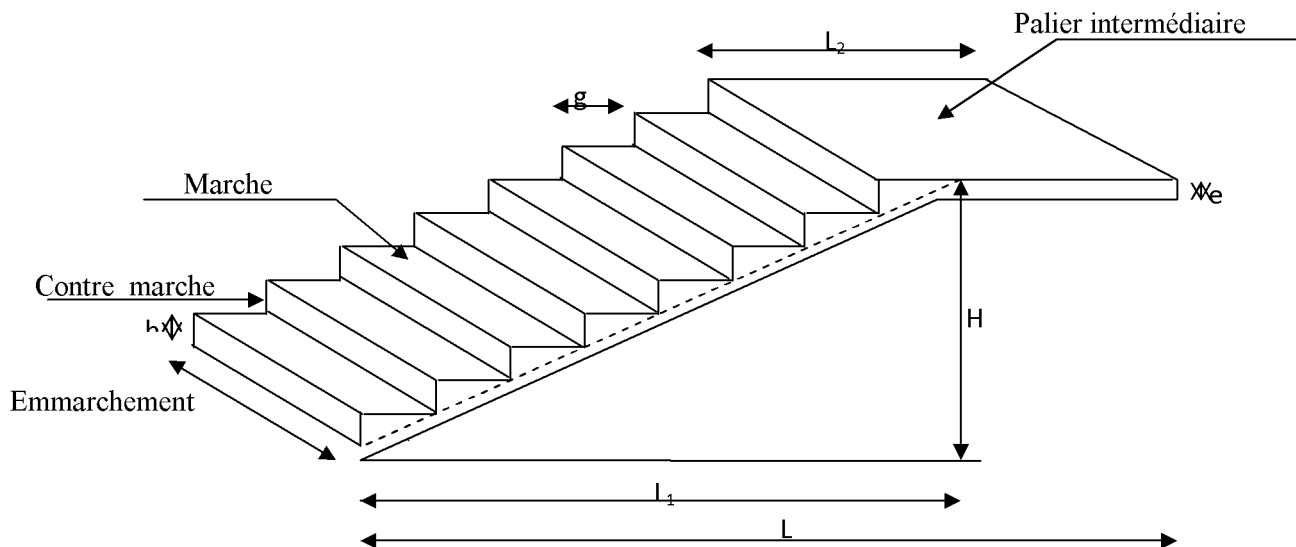


Fig. III.6.1 : Coupe verticale de l'escalier

G : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge vertical, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...ect....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.4.1 Etages courants :**Pré-dimensionnement :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Le schéma statique d'escalier

Ht = 306 cm

Soit : h = 17cm

$n = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow$ on prend 9contres marche par volée

m=9-1 =8

Relation de BLANDEL

$59 \leq g+ (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$

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

Soit : g=30

Vérification de la loi de BLONDEL :

$2h+g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow$ **condition est vérifiée**

La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

On: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{240}{\cos 32.51} = 284.69\text{cm}$

D'où $L = 284.69 + 180 + 0.93 = 464.69\text{cm}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{465.62}{30} \leq e_p \leq \frac{465.62}{20} \rightarrow 15.52\text{cm} \leq e_p \leq 23.28\text{cm}$

Soit : **$e_p = 17\text{cm}$**

III.4.1.1 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :****1. La volée :**

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 32,51} = 5,04$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	0.40+0.44+0.36+0.36=1.56
- Poids propre du garde corps	0,2
	G = 8.92

Tableau III.6.1.1 : Charge totale du palier.**2. Le palier :**

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	25x0,17=4,25
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,56
	G =5.81

Tableau III.6.1.2 : Charge totale du palier.

3. Les charges concentrées (mur intérieur). Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur (P).

Elément	Poids (KN/m ²)
Maçonneries en briques creuses	(9x0,1)=0,9
Poids des enduits (enduit plâtre)	0,2x2=0,4
	P= 1.3

$$P = (3,06 - 0,17) \times 1,3 \times 1\text{m} = 3,75 \text{ KN.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

4. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,92 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15,79 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 11,59 \text{ KN/ml}$
- la charge concentré : $q_{2u} = 1,35 \times 3,75 = 5,07 \text{ KN}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (8,92 + 2.5) \times 1 = 11,42 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (5,81 + 2.5) \times 1 = 8,31 \text{ KN/m}$
- le mur intérieur : $q_{3s} = 3,75 \text{ KN}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

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

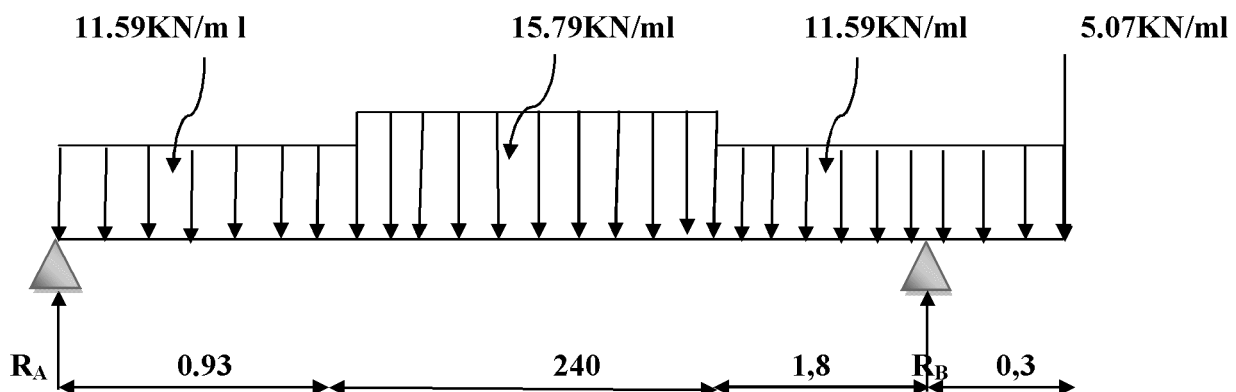


Fig.III.6.1.1 : diagramme des efforts à l'ELU.

• Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 11.59 \times 0.93 + 15.79 \times 2.4 + 11.59 \times 2.10 + 5.07 = 78.08 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 78.08 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 5.13 = [(11.59 \times (0.93/2) \times 0.93) + [(15.79 \times 2.40) \times 2.13] + [(11.59 \times 2.10 \times 4.38)] + [(5.07 \times 5.43)]$$

$$\implies R_B = 42.86 \text{ KN}$$

$$\implies R_A = 35.22 \text{ KN}$$

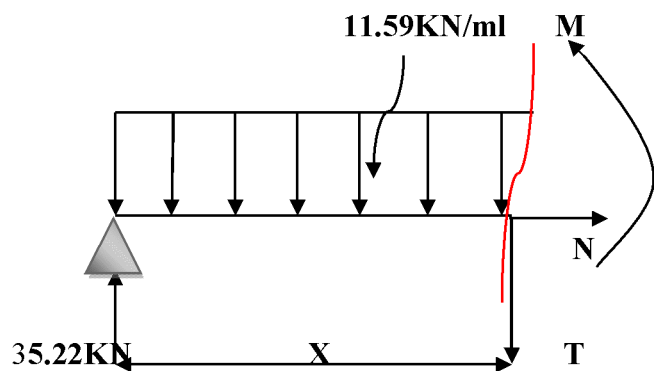
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 0.93$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -11.59x + 35.22$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 35.22 \text{ KN} \\ X = 0.93 \text{ m} \implies T(0.93) = 24.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = [(-11.59x^2)/2] + 35.22 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 0.93 \text{ m} \implies M(0.93) = 27.74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 3.03 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3.03) = 53.51 \text{ KN.m}$$

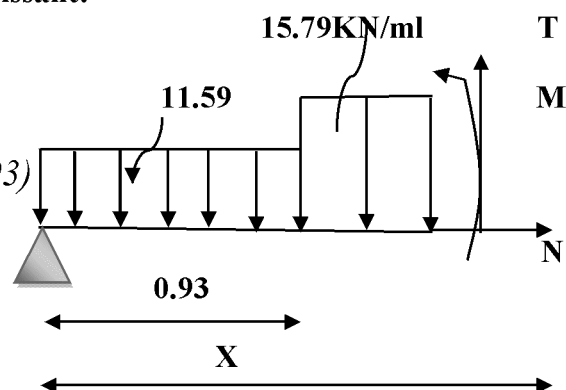
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 2^{ème} tronçon $0.93 \leq X \leq 3.33$

Efforts tranchants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F/y = 0 \Rightarrow T = 35.22 - [11.59 \times 0.93] - 15.79(x - 0.93) \\ X = 0.93 \text{ m} \implies T(0.93) = 24.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$X = 3.33 \text{ m} \implies T(3.33) = -13.45 \text{ KN}$$



➤ Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = 35.22x - 11.59 \times 0.93x(x - 0.465) - (15.79 \frac{(x-0.93)^2}{2})$$

$$\begin{cases} X = 0.93 \text{ m} \Rightarrow M(0.93) = 27.74 \text{ kN} \\ X = 3.33 \text{ m} \Rightarrow M(3.33) = 40.72 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1.88 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.88) = -53.37 \text{ kN.m}$$

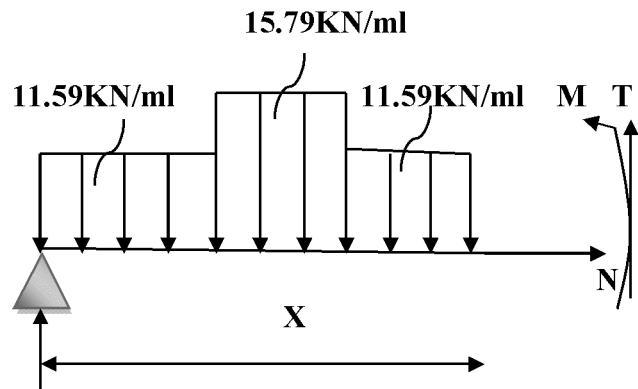
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 3^{ème} tronçon $3.33 \leq X \leq 5.13$

Efforts tranchants :

$$\begin{cases} \Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 35.22 - [11.59 \times 0.93] - (15.79 \times 2.4) - [11.59(x - 3.33)] \\ X = 3.33 \text{ m} \Rightarrow T(3.33) = -13.45 \text{ kN} \end{cases}$$

$$X = 5.13 \text{ m} \Rightarrow T(5.13) = -34.32 \text{ kN}$$



➤ Moments fléchissant :

35.22 kN

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = 35.22x - 11.59 \times 0.93x(x - 0.465) - (15.79 \times 2.4)(x - 2.13) - [11.59 \frac{(x-3.33)^2}{2}]$$

$$\begin{cases} X = 3.33 \text{ m} \Rightarrow M(3.33) = 40.72 \text{ kN} \\ X = 5.13 \text{ m} \Rightarrow M(5.13) = -71.66 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1.22 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3.69) = 35.33 \text{ kN.m}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 4^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 0.30$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 11.59x + 5.07$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 5.07 \text{ KN} \\ X = 0.30 \text{ m} \Rightarrow T(0.30) = 8.55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = (5.07x) - (5.795 x^2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 0.30 \text{ m} \Rightarrow M(0.30) = -2.042 \text{ KN} \end{array} \right.$$

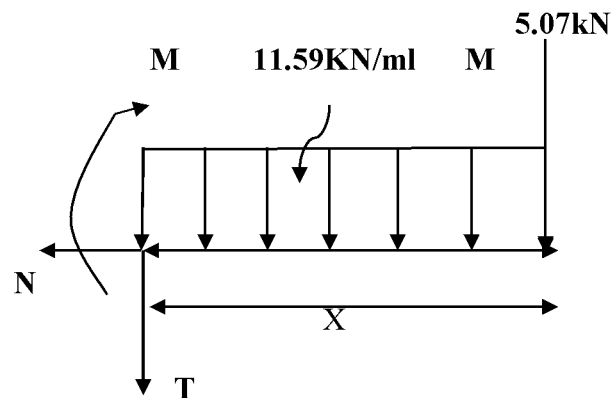


Tableau 3.1 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 0.93$	$35.22 - 11.59x$	$-35.22x - 5.795 x^2$	0.00	35.22	0
			0.93	24.44	27.74
$0.93 \leq X \leq 3.33$	$39.12 - 15.79x$	$-7.89x^2 + 24.44x + 11.84$	0.93	24.44	27.74
			3.33	-13.46	5.73
$3.33 \leq X \leq 5.13$	$25.14 - 11.59x$	$-5.79x^2 - 13.45x + 149.71$	3.33	-13.46	40.72
			5.13	-34.32	-71.66
$0 \leq X \leq 0.30$	$11.59x + 5.07$	$-5.795x^2 - 5.07x$	0.00	5.07	0.00
			0.30	8.55	-2.42

REMARQUE

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

- **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \text{ max}} = (-0,3) \times (53.51) = -16.05 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \text{ max}} = (0,85) \times (53.51) = 45.48 \text{ KN.m}$$

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

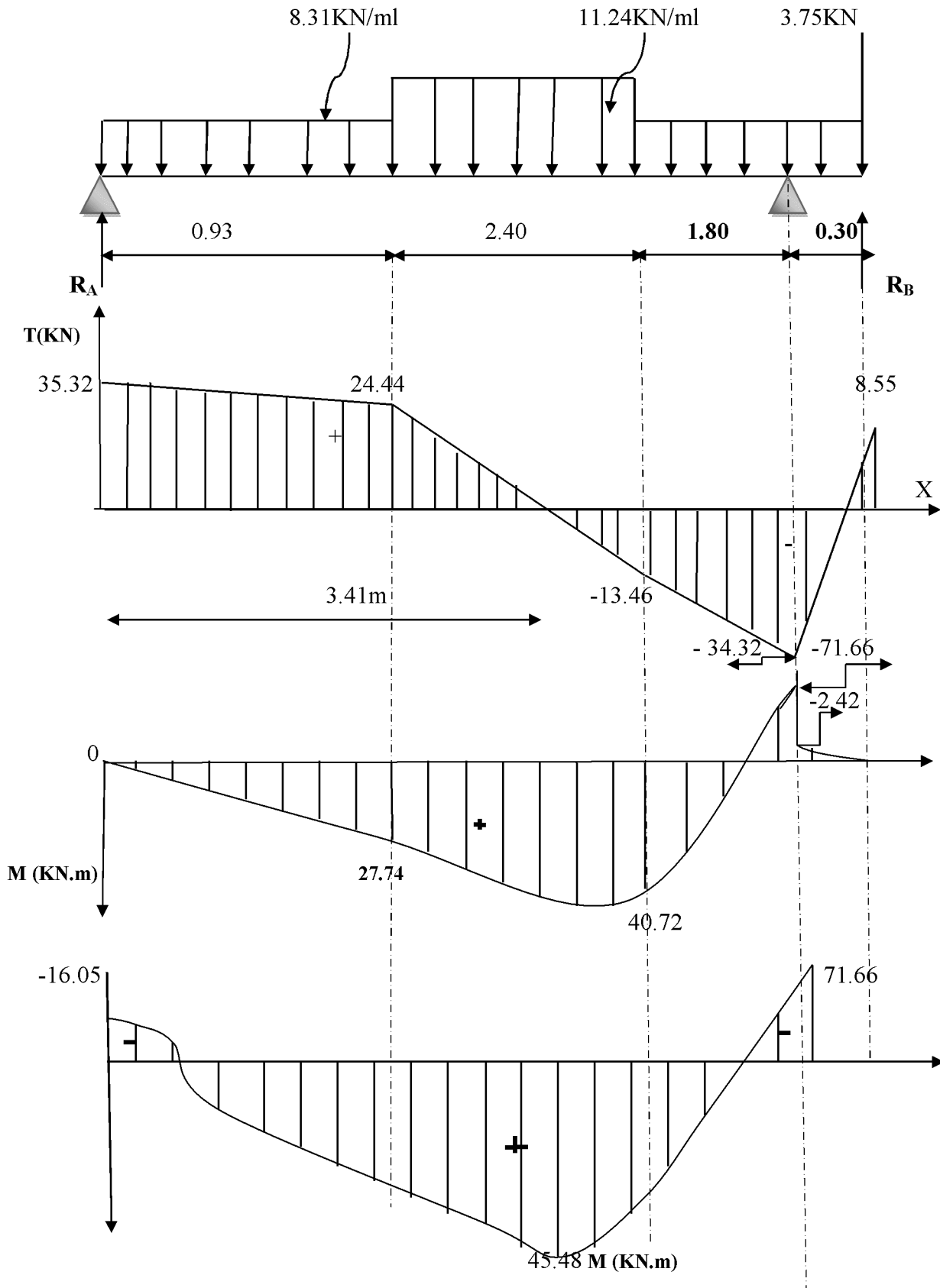


Fig. III.4.1.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.4.1.2 Calcul des armatures à ELU :

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

➤ **Aux appuis** : $M_{u_{ap}} = 16.05 \text{ KN.m}$

- Armatures principales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.05 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu_a = 0.050 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.050 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.05 \times 10^3}{0.974 \times 15 \times 348} = 3.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10 = 4.71 cm²** avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

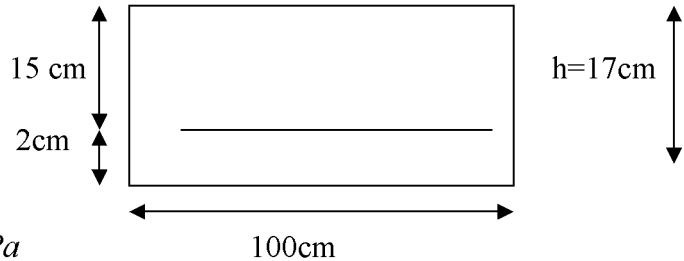
On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

En travée : $M_{u_{tra}} = 45.48 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45.48 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.142$$

$$\mu = 0.142 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$



$$\mu = 0.142 \rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45.48 \times 10^3}{0.923 \times 15 \times 348} = 9.44 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **7HA14=10.78cm²** avec **S_t = 15cm**

- **Armatures de répartition** .

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10= 3.14 cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.4.1.3 LES Vérifications à l'ELU

a) Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

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

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition verifier}$$

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \quad \text{avec } h = 25\text{cm}.$$

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

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

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 10.78 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{35.32 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0.235 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0.235 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

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

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5 \text{ cm}$

$$T_u = 35.32 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 35.32 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$4.71 \geq (35.32 + \frac{16.05}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.137 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 7 \times 3.14 \times 14 = 307.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.32 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 307.72} = 0.850 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.850 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

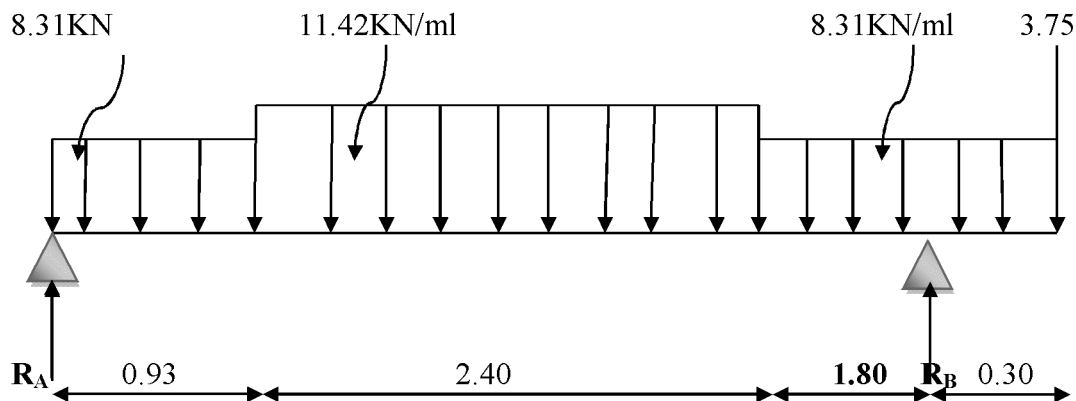
$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}.$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.71 \text{ cm.} \quad \text{soit } L_a = 20 \text{ cm}$$

III.4.1.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

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



Les réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \quad \Longrightarrow \quad R_A + R_B = 8.31 \times 0.93 + 11.42 \times 2.4 + 8.31 \times 2.10 + 3.75 = 52.59 \text{ KN} \quad R_A + R_B = 52.59 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Longrightarrow \quad R_B \times 5.13 = [(8.31 \times (0.93/2) \times 0.93] + [(11.42 \times 2.40) \times 2.13] + [(8.31 \times 2.10 \times 4.38)] + [(3.75 \times 5.43)]$$

$$R_B = 30.25$$

$$R_A = 22.34$$

$$R_A + R_B = 22.34 + 30.25 = 52.59 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

➤ **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0.93\text{m}$**

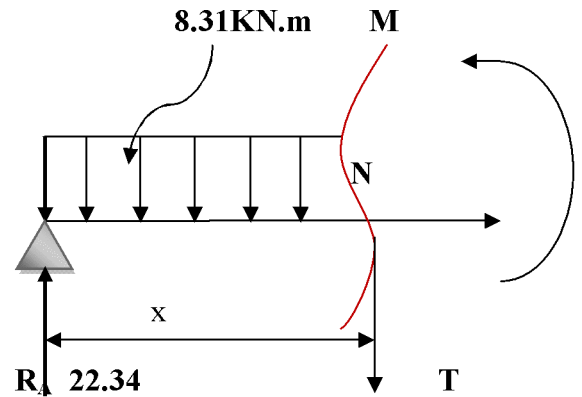
Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow T + 8,31x - R_A = 0$$

$$T = - 8,31 x + 22.34$$

$$T = - 8,31x + 22.34$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} \Rightarrow T(0) = 22.34\text{KN} \\ X=0.93\text{m} \Rightarrow T(0.93) = 14.61\text{KN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum F / i = 0 \Rightarrow M = - \frac{8,31}{2} x^2 + R_A x$$

$$M = - 4,155x^2 + 22.34x$$

$$M = - 4,155x^2 + 22.34x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} \Rightarrow M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=0.93\text{m} \Rightarrow M(0.93) = 17.18\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{u_{\max}} : a \ T = 0 \Rightarrow T = - 8,31x + 22,34 \Rightarrow X = 2.69\text{m}$$

$$\text{On a : } M = -4,155x^2 + 20,68x \Rightarrow M(2.48) = 25.73\text{KN.m}$$

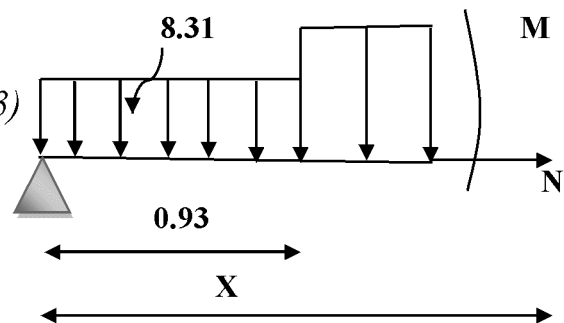
➤ **Tronçon 2: $0.93 \leq x \leq 3.33\text{m}$**

11.42KN/ml

Efforts tranchants :

$$\begin{cases} \sum F / y = 0 \Rightarrow T = 22.34 - [8.31 \times 0.93] - 11.42(x - 0.93) \\ X = 0.93 \text{ m} \Rightarrow T(0.93) = 14.61\text{KN} \end{cases}$$

$$X = 3.33 \text{ m} \Rightarrow T(3.33) = -12.79 \text{ KN}$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M = 22.34 x - 8.31 \times 0.93x(x - 0.465) - (11.42 \frac{(x-0.93)^2}{2})$$

$$\begin{cases} X = 0.93 \text{ m} \Rightarrow M(0.93) = 17.18\text{KN} \\ X = 3.33 \text{ m} \Rightarrow M(3.33) = 19.36\text{KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 3.58 \text{ m}$$

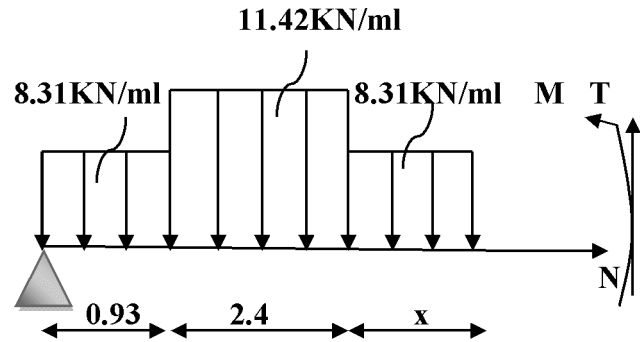
$$M_{\max} = M(3.58) = 26.53 \text{ KN.m}$$

➤ 3^{ème} tronçon $3.33 \leq X \leq 5.13$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 22.34 - [8.31 \times 0.93] - (11.42 \times 2.4) - [8.31(x - 3.33)]$$

$$\begin{cases} X = 3.33 \text{ m} \Rightarrow T(3.33) = -12.79 \text{ KN} \\ X = 5.13 \text{ m} \Rightarrow T(5.13) = -20.51 \text{ KN} \end{cases}$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = 22.34 x - 8.31 \times 0.93 x (x - 0.465) - (11.42 \frac{(x-0.93)^2}{2}) - [8.31 \frac{(x-3.33)^2}{2}]$$

$$\begin{cases} X = 3.33 \text{ m} \Rightarrow M(3.33) = 19.36 \text{ KN} \\ X = 5.13 \text{ m} \Rightarrow M(5.13) = -35.63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 3.58 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(3.58) = 15.54 \text{ KN.m}$$

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

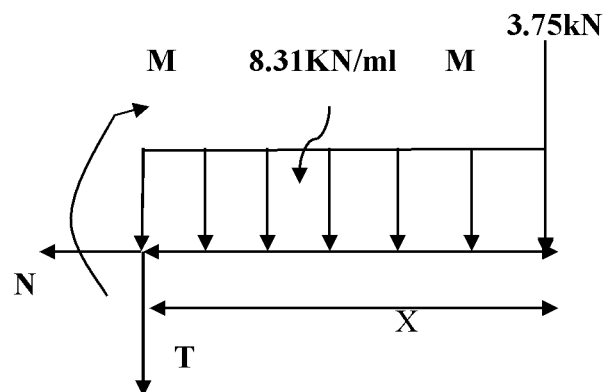
➤ 4^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 0.30$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 8.31x + 3.75$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 3.75 \text{ KN} \\ X = 0.30 \text{ m} \Rightarrow T(0.30) = 6.24 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :



$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = (3.75 x) - (4.155 x^2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 0.30 \text{ m} \Rightarrow M(0.30) = 0.75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Tableau 3.1 : Résumé des efforts internes à L'ELS.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
0 ≤ X ≤ 0.93	T = - 8,31x + 22.34	$-22.34x - 5.795 x^2$	0.00	22.34	0
			0.93	14.61	17.18
0.93 ≤ X ≤ 3.33	25.23 - 11.42x	$-11.42x^2 + 14.61x - 19.15$	0.93	14.61	17.18
			3.33	-12.79	19.36
3.33 ≤ X ≤ 5.13	14.87 - 8.31x	$-1.1x^2 + 55.69x - 56.36$	3.33	-12.79	19.36
			5.13	-20.51	35.63
0 ≤ X ≤ 0.30	8.31x + 3.75	$(3.75 x) - (4.155 x^2)$	0.00	3.75	0.00
			0.30	6.24	0.75

REMARQUE

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

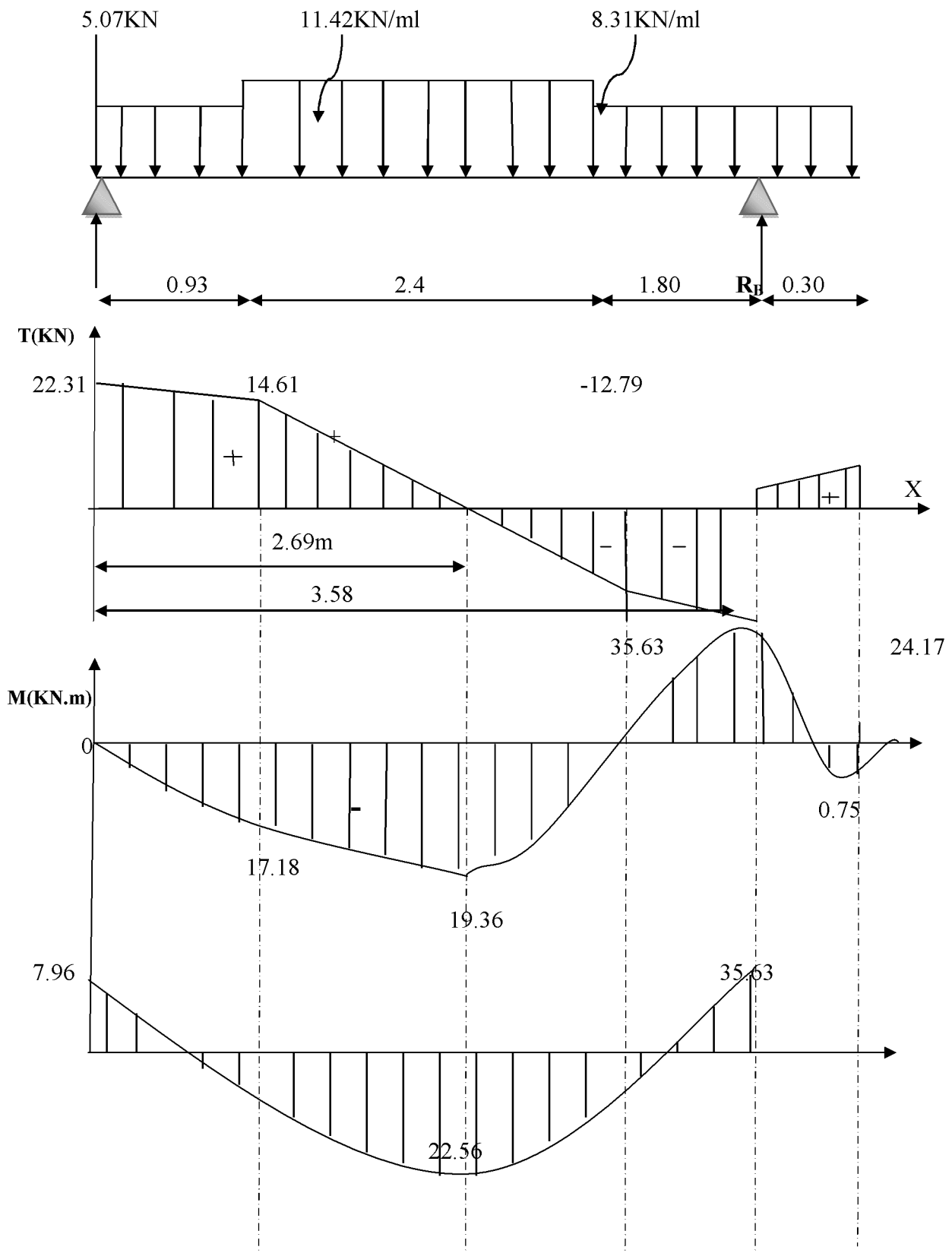


Fig. III.4.1.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.4.1.5 Vérifications à ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

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

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 4.71}{100 x 15} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k_1 = 42.80$$

$$\sigma_{st} = \frac{26.53 x 10^3}{0.914 x 15 x 4.71} = 410.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{410.84}{42.8} = 9.59 \text{ Mpa}$$

$$9.59 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 4.71}{100 x 15} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k_1 = 42.80$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.96 x 10^3}{0.914 x 15 x 4.71} = 123.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.87 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

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

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

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

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

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

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

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

Vérification

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 495 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{495} = 0.036 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq f_{\text{adm}} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq f_{\text{adm}}$$

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

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

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100x \frac{17^2}{2} + 15x 4.71x 15}{100x 17 + 15x 4.71} = 8.76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8.76 = 8.24 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad Y_2 = 8.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (8.76^3 + 8.24^3) + 15 \times 4.71 \times (8.24 - 2)^2 = 43807.52 \text{ cm}^4$$

$$I = 43807.52 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.24 \times (4.95)^4 \times 10^6}{10818.86 \times 43807.52} = 0.18 \text{ cm}$$

$$f = 0.18 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0.99 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

⇒ L'escalier sera ferraillé comme suite :

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 6HA10$ $e=15cm$

-Armature secondaire : $A_r = 4HA10$ $e=25cm$

En travées : -Armature principale : $A_p = 7HA14$ $e=15cm$

-Armature secondaire : $A_r = 4HA10$ $e=25cm$

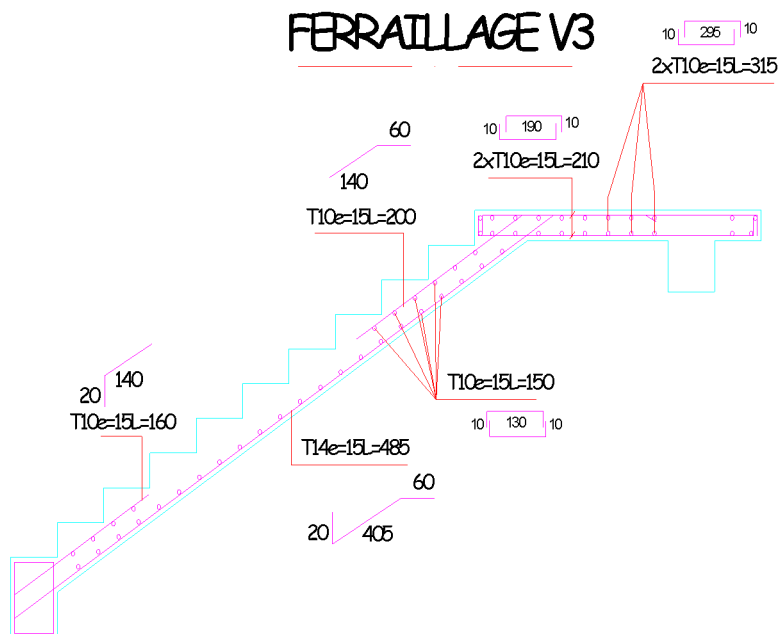


Fig.III.4.1.3 : Ferrailage d'escaliers de l'étage courant

III.5. Calcul de la poutre palière :**Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.60m (entre nu d'appuis).

III.5.1. Pré dimensionnement :**a) Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 4,50\text{m} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10}$$

Donc: $30\text{cm} \leq h_t \leq 45\text{cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 45\text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 18\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 30\text{cm}$

c) Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

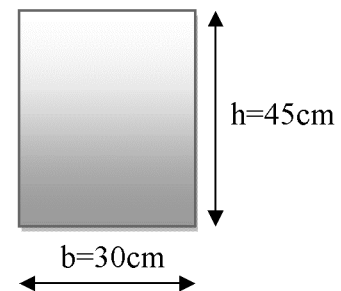
$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 45 \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{45}{30} \leq 1,5 \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

**III.5.2. Détermination des charges revenant a la poutre :**

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,45 = 3.37 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU $R_u = 71.66 \text{ KN}$

ELS $R_s = 35.63 \text{ KN}$

Combinaison de charges :

I'ELU : $q_u = 1.35 G + R_u = (1.35 \times 3,37) + 71.66 = 76.20$
 $q_u = 76.20 \text{ KN/ml}$

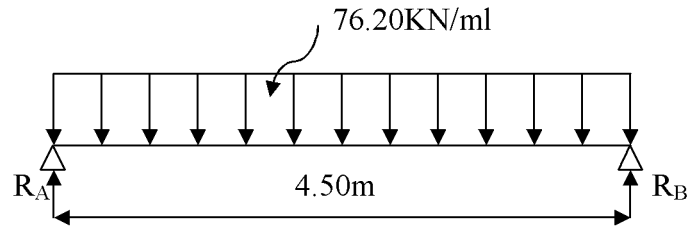


Fig.III.7.1 : Schéma statique de la poutre palière l'ELU.

III.5.3 Calcul des efforts à l'ELU :**a) Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{76.20 \times 4,50}{2} = 171.45 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{76.20 \times 4,5^2}{8} = 192.88 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{76.20 \times 4.50}{2} = 171.45 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 192.88 = -57.86 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 192.88 = 163.94 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

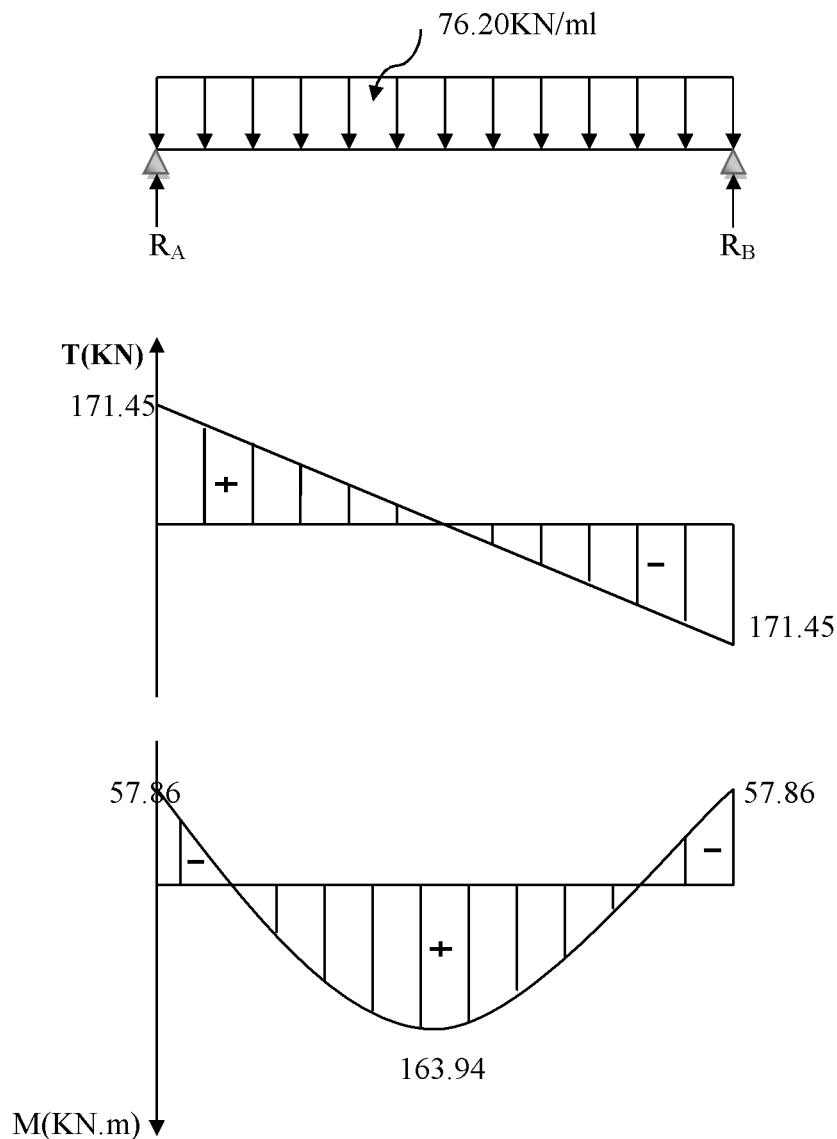


Fig.III.5.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.5.4. Calcul des armatures

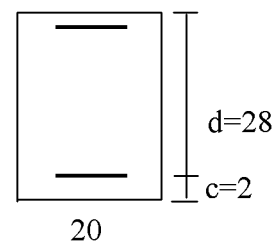
➤ Armature principale :

• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{163.94 \times 10^3}{30 \times (43)^2 \times 14,2} = 0.208$$

$$\mu_b = 0,208 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.882$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{163.94 \times 10^3}{0.882 \times 43 \times 348} = 12.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA20+3HA12 = 12.81 cm²**

• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57.86 \times 10^3}{30 \times (43)^2 \times 14.2} = 0.073$$

$\mu_b = 0.073 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0.9625$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{57.86 \times 10^3}{0.9625 \times 43 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3 HA12 = 3.39 cm²**.

III.5.4. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.55 \text{ cm}^2 \\ A_t = 12.81 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.55 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \left. \begin{array}{c} \updownarrow \\ \updownarrow \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 171.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{171.45 \times 10}{30 \times 43} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art .A.6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{171,45 \times 10}{0,9 \times 43 \times 3 \times 3,14 \times 1,4} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 11,34 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesuré hors crochets : $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 11,34 = 4,53 \text{ cm}$$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• Sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0,9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 0,9 \times 43 \times 30 = 1161 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 171,45 \text{ KN} < 1161 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,4 ; 0,857 ; 0,2 \} = 0,857 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 10 \text{ mm}$

Donc on adopte **2HA10 = 1,56 cm²** ➔ (1 cadre + 1 étrier) $\phi 10$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{38,7 ; 40\text{cm}\} = 35\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 35\text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa} \quad ; \quad \frac{1,56 \times 400}{43 \times 35} = 0,42\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{45}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 11,25\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement

III.5.5 Calcul à l'ELS :

• **Combinaison de charges :**

$$\text{l'ELS : } q_s = G + R_s = 1,5 + 35,63 = 39,00$$

$$q_s = 39,00 \text{ KN/ml}$$

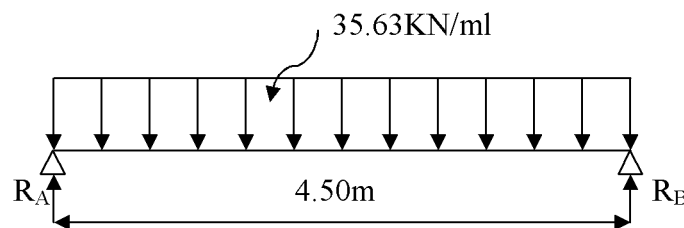


Fig. III.5.3 : Schéma statique de la poutre palière l' ELS.

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35,63 \times 4,50}{2} = 80,16\text{KN}$$

b) **Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{35,63 \times (4,50)^2}{8} = 90,18\text{KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{35.63 \times 4,50}{2} = 80.16 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 90.18 = -27.054 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 90.18 = 76.65 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

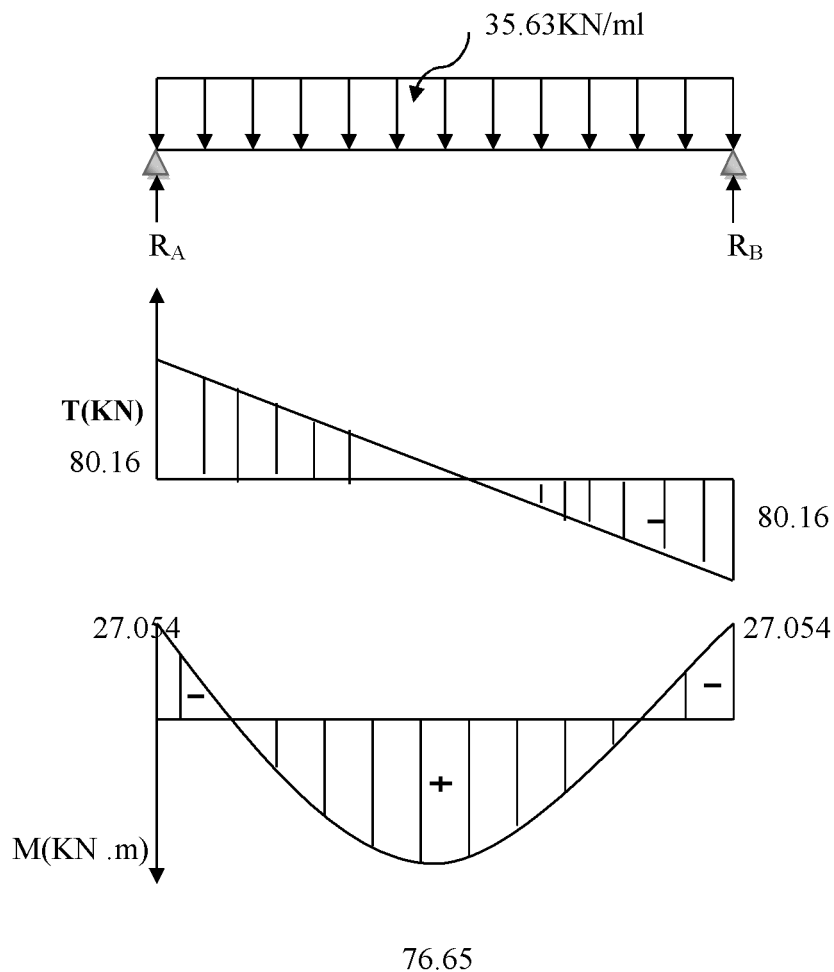


Fig. III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.5.6 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 12.81 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 12.81}{43 \times 30} = 0.99 \implies \beta_1 = 0.861 \implies K_1 = 20.77$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{76.65 \times 10^3}{0.861 \times 43 \times 12.81} = 161.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{161.61}{20.77} = 7.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 43} = 0.26 \longrightarrow \beta_1 = 0.919 \longrightarrow K_1 = 46.73$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{27.054 \times 10^3}{0.919 \times 43 \times 3.39} = 201.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{201.95}{46.73} = 4.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7 .Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

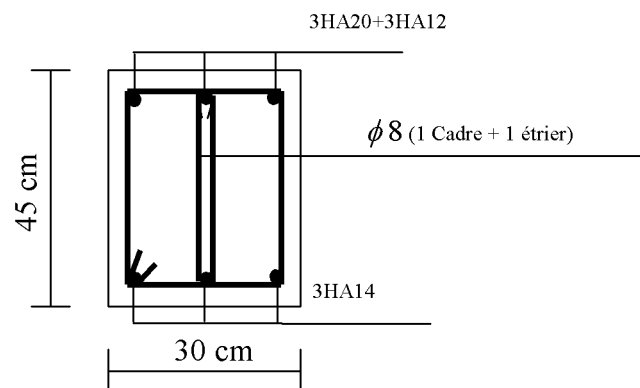
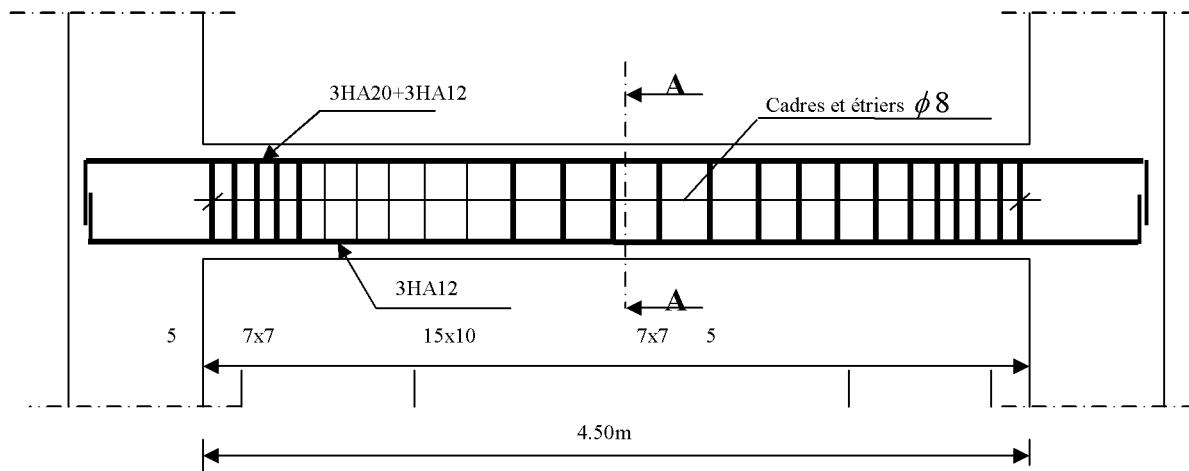
$$\frac{h}{L} = \frac{45}{450} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.11 \geq \frac{M_{tr}}{10 M_0} = \frac{76.65}{10 \times 90.18} = 0.085 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 43} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

-Plan de ferrailage de la poutre palière :**Coupe A-A****Fig.III.5.5 Ferrailage de la poutre palière**

III-6. Calcul de la dalle pleine de la salle machine

III-6-1. Définition

Notre immeuble est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V = 1\text{ m/s}$, la surface de la cabine pouvant charger 8 personnes de 6.3 kN , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes .

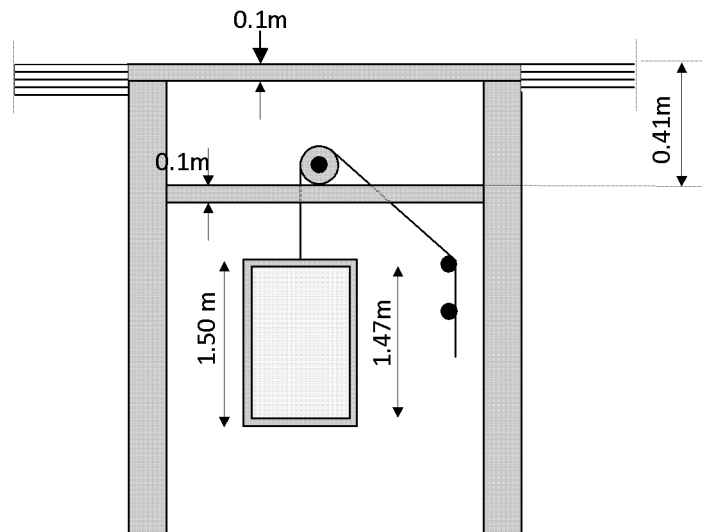


figure III-6.1: schéma de l'ascenseur.

III-6.2. Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (**RPA 99 version 2003**), soit $h_t = 15 \text{ cm}$

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

III-6-3 Calcul du panneau à l'ELU

- **Calcul des efforts**

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

• Principe de la méthode

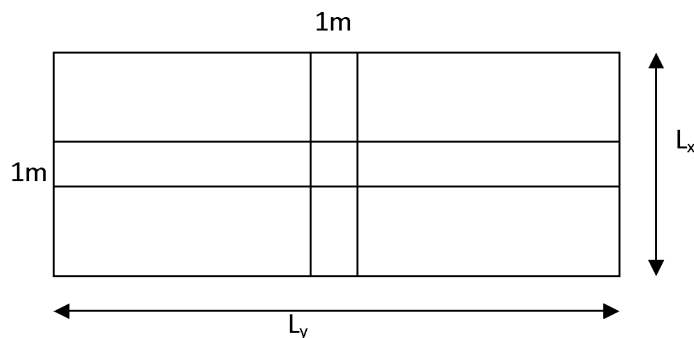
Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $l_x < l_y$

- ✓ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur :

Avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$



- ✓ Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

M_{0x} et M_{0y} : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson.

Tel que : $V = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

- Application

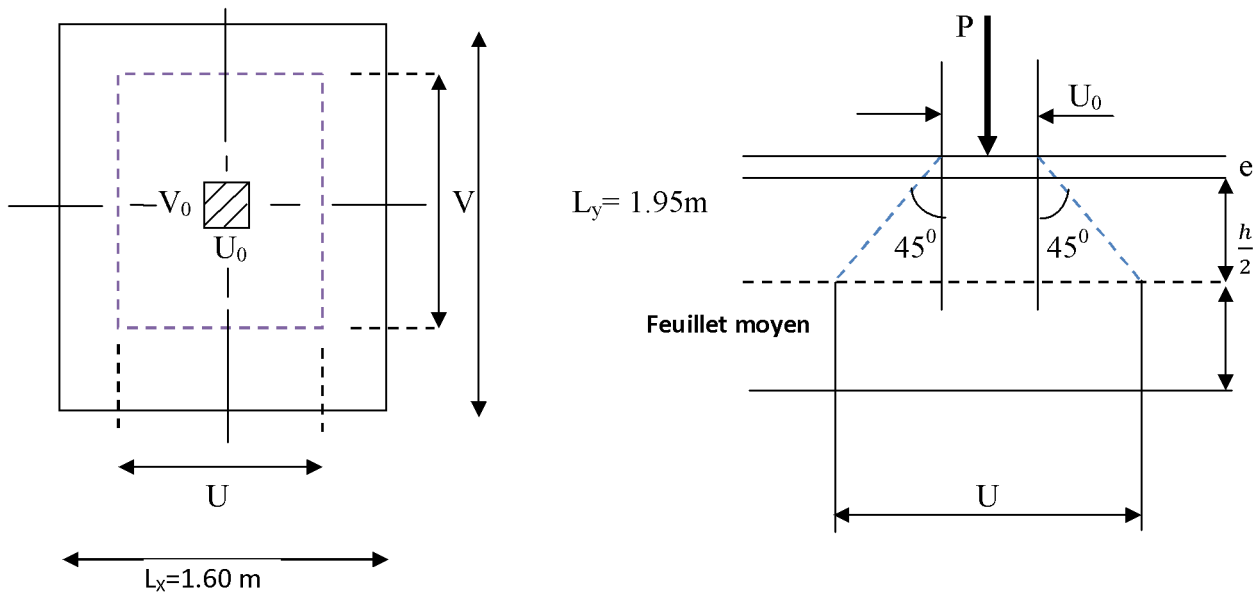


figure : III-6.2 schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{195} = 0.82$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \\ V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \end{cases} \quad \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (e = 5cm)}$$

$\zeta = 1$: pour revêtement en béton

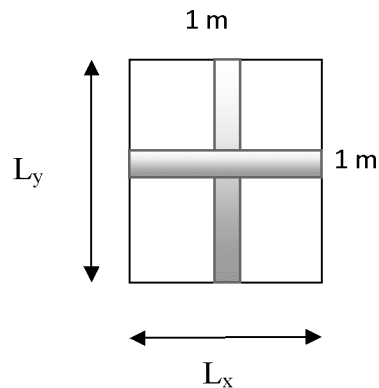
$U_0 = 80\text{cm}; V_0 = 80\text{cm}$

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

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

- **Détermination des sollicitations**



- **A L'ELU**

$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage)

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times e_p) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie)

- **A L'ELS**

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

$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN}$

- **Calcul des moments**

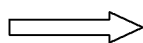
- **Les moments M_x et M_y dus au système de levage**

$$M_{x1} = (M_1 + \vartheta M_2) P_u \quad \text{Et} \quad M_{y1} = (M_2 + \vartheta M_1) P_u$$

$$\rho = 0,82$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{160} = 0.656$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{105}{195} = 0.538$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,0879 \\ M_2 = 0,0599 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{x1} = P_u M_1 = 121.5 \times 0,0879 = 10,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u M_2 = 121.5 \times 0,0599 = 7.27 \text{ KN.M}$$

- **Les moments dus au poids propre de la dalle pleine M_{x2} et M_{y2}**

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{array} \right.$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{X2} = \mu_X q_U l_X^2 = 0.0542 \times 6.56 \times 1.6^2 = 0.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_Y M_{X2} = 0.631 \times 0.91 = 0.57 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_{Xt} = M_{X1} + M_{X2} = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{Yt} = M_{Y1} + M_{Y2} = 7.84 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

- **En travée**

$$M_X = 0.85 \times M_{Xt} = 0.85 \times 11.59 = 9.85 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = 0.75 \times M_{Yt} = 0.75 \times 7.84 = 5.88 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

Sens x-x

$$M_X = -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 9.85 = -4.925 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_0 = -0.5 M_{0Y} = -0.5 \times 5.88 = -2.94 \text{ KN.m}$$

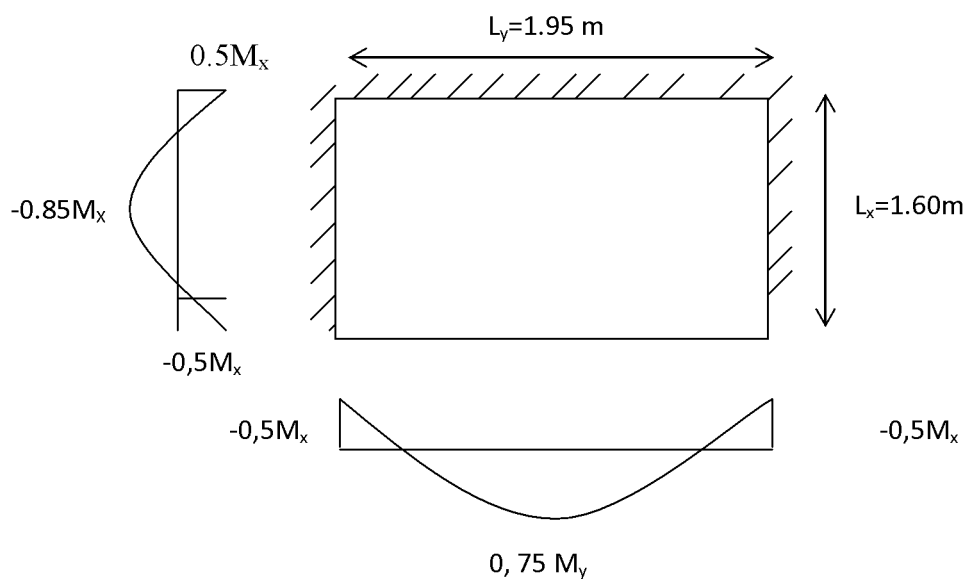


figure: III-6.3 : Correction des moments.

• Ferrailage

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

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	4.925	0.020	0,990	1.1	3,01	6HA8	25
	Y-Y	2.94	0,012	0,994	0.59	3,01	6HA8	25
En travée	X-X	9.85	0,042	0,979	2.02	4,71	6HA10	25
	Y-Y	5.88	0.024	0,988	1.19	3,01	6HA8	25

• Vérifications

A/ Condition de non fragilité

- Suivant L_x

$$w_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

A_x : Section minimale d'armatures ;

$b h$: section totale du béton ;

ω_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \alpha)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.82) / 2 = 2,616 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopte}} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x = 1,34 \text{ cm}^2$: donc condition est vérifiée.

- Suivant L_y

$$w_Y = \frac{A_Y}{b \cdot h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_Y \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_Y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_Y = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B/ Vérification au cisaillement

• L'effort tranchant (article A.52,2)

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P.

$$A \frac{l_x}{2} : V_u = \frac{P_U}{2 \cdot V + U} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} \times 1 \text{ ml} = 38,57 \text{ KN}$$

$$A \frac{l_y}{2} : V_u = \frac{P_U}{3V} \times 1 \text{ ml} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} \times 1 \text{ ml} = 38,57 \text{ KN}$$

• Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot h} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Vérification de l'espacement

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée.

$$S_{t_{max}} \leq \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée.

$$S_{t_{max}} \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

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

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

a) Calcul des moments à l'ELS

- Pour la charge concentrée : $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_x^p = (M_1 + \vartheta M_2) P_s = 90 (0,0879 + 0,2 \times 0,0599) = 8,989 \text{ KN.m}$$

$$M_y^p = (\vartheta M_1 + M_2) P_s = 90 (0,2 \times 0,0879 + 0,0599) = 6,973 \text{ KN.m}$$

- Pour le poids propre de la dalle : $q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$

$$M_x^q = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0542 \times 4,75 \times 1,60^2 = 0,659 \text{ KN.m}$$

$$M_y^q = \mu_y M_x^q = 0,631 \times 0,659 = 0,416 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x^t = M_x^q + M_x^p = 8,989 + 0,659 = 5,92 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = M_y^q + M_y^p = 6,973 + 0,416 = 7,39 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

- **En travées**

$$\text{Sens xx : } M_{tx} = 0,85 M_x^t = 0,85 \times 5,92 = 5,32 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens yy : } M_{ty} = 0,75 M_y^t = 0,75 \times 7,39 = 5,54 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$\text{Sens xx : } M_{ax} = -0,5 M_x^t = -0,5 \times 5,32 = -2,66 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens yy : } M_{ay} = -0,5 M_y^t = -0,5 \times 5,54 = -2,77 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens xx

- **En travée**

$$\gamma = \frac{9,85}{5,54} = 1,77 \Rightarrow \frac{1,77-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,635$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu_b = 0,023 \rightarrow \alpha = 0,136 < 0,635 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{4.925}{2.66} = 1.85 \Rightarrow \frac{1.85-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.67$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.66 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_b = 0.011 \Rightarrow \alpha = 0.14 < 0.67 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Sens yy

- **En travée**

$$\gamma = \frac{5.88}{5.54} = 1.06 \Rightarrow \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_b = 0.023 \Rightarrow \alpha = 0.081 < 0.28 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{2.94}{2.77} = 1.06 \Rightarrow \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.77 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\mu_b = 0.011 \Rightarrow \alpha = 0.081 < 0.28 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement (article A.5.2, 42 /BAEL 91 modifié 99)**

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \begin{cases} Q_u: \text{charge de calcul l'ELU} \\ h: \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 4.20m. Q_u = Pu = 121.5 KN.$$

$$0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.50 KN \rightarrow Q_u 121.5 < 472.50 KN$$

Le risque de poinçonnement est écarté, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

Remarque

Si la condition précédente n'était pas vérifiée, il faut utiliser des armatures dont le périmètre est défini par homothétie.

$$U = U_c = \frac{\tau_u}{0.05 * f_{cj} \frac{\gamma}{\gamma_b}}$$

- **Diamètre maximale des barres**

Avec : ϕ : diamètre des armatures longitudinales.

On a: $\phi_{max} = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifiée}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine sont donnés aux figures suivantes :

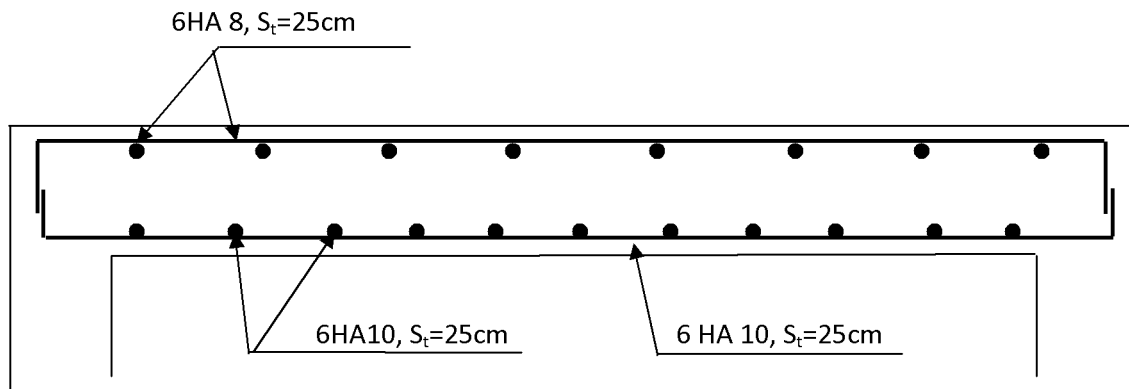


figure:III-6.4 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

CHAPITRE 4

Modélisation de la structure avec logiciel ETABS

V.1 Modélisation de la structure**Introduction**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des 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 devenue indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit

V.2 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ... etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes

- 1- introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- 2- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- 3- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- 4- définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- 5- affectation des charges revenant aux éléments,
- 6- introduction des combinaisons d'actions,
- 7- affectation des masses sismiques,
- 8- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),

9- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

V.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



Fig. V.1 : Application ETABS

V.4. Etapes de modélisation :

étape1: introduction de la géométrie de modèle (trames, hauteur d'étages)

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et Déplacements



b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** → **New model** → **Default edb** On clique sur **Grid only** afin de Modéliser notre structure à partir de lignes de grilles. → **OK**

- Le nombre de portiques suivant x-x

(Dans notre cas nous avons 13 lignes suivant x-x)

- Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 13 lignes suivant y-y)

- Le nombre des étages. (12 niveaux R+11)

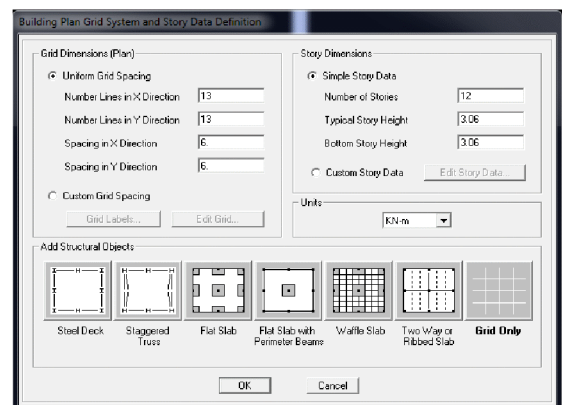
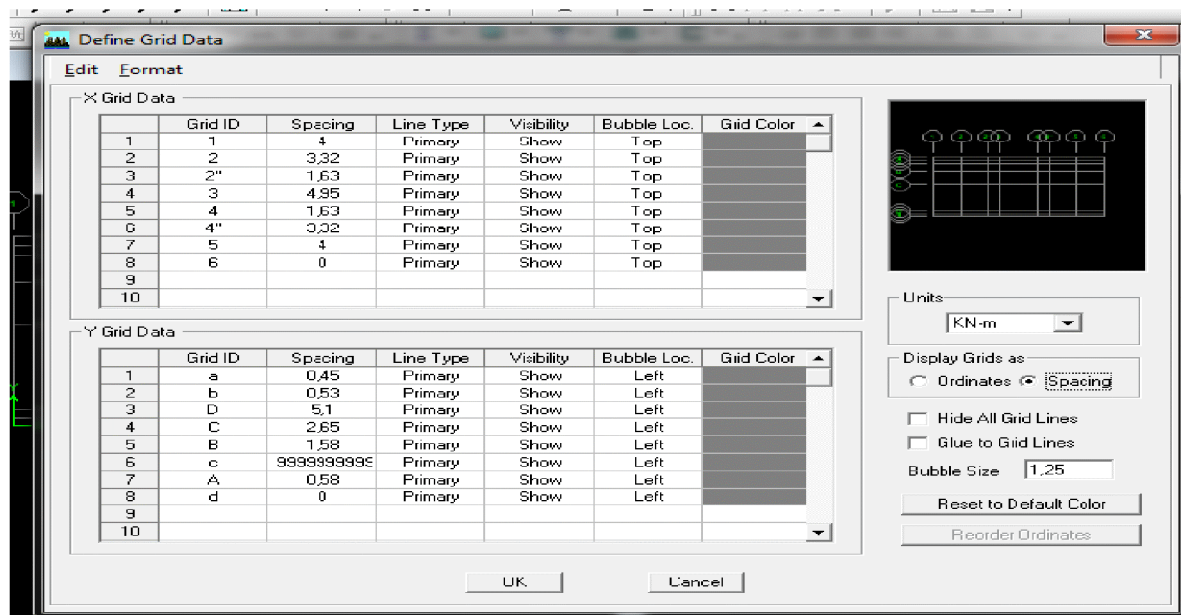


Fig. V.2 : Géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Spacing** → On introduit les distances selon x et y **ok**



-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story**

Data.

On introduit les hauteurs des étages **ok** → **ok**

Fig. V.3 : Modification des longueurs des trames

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**

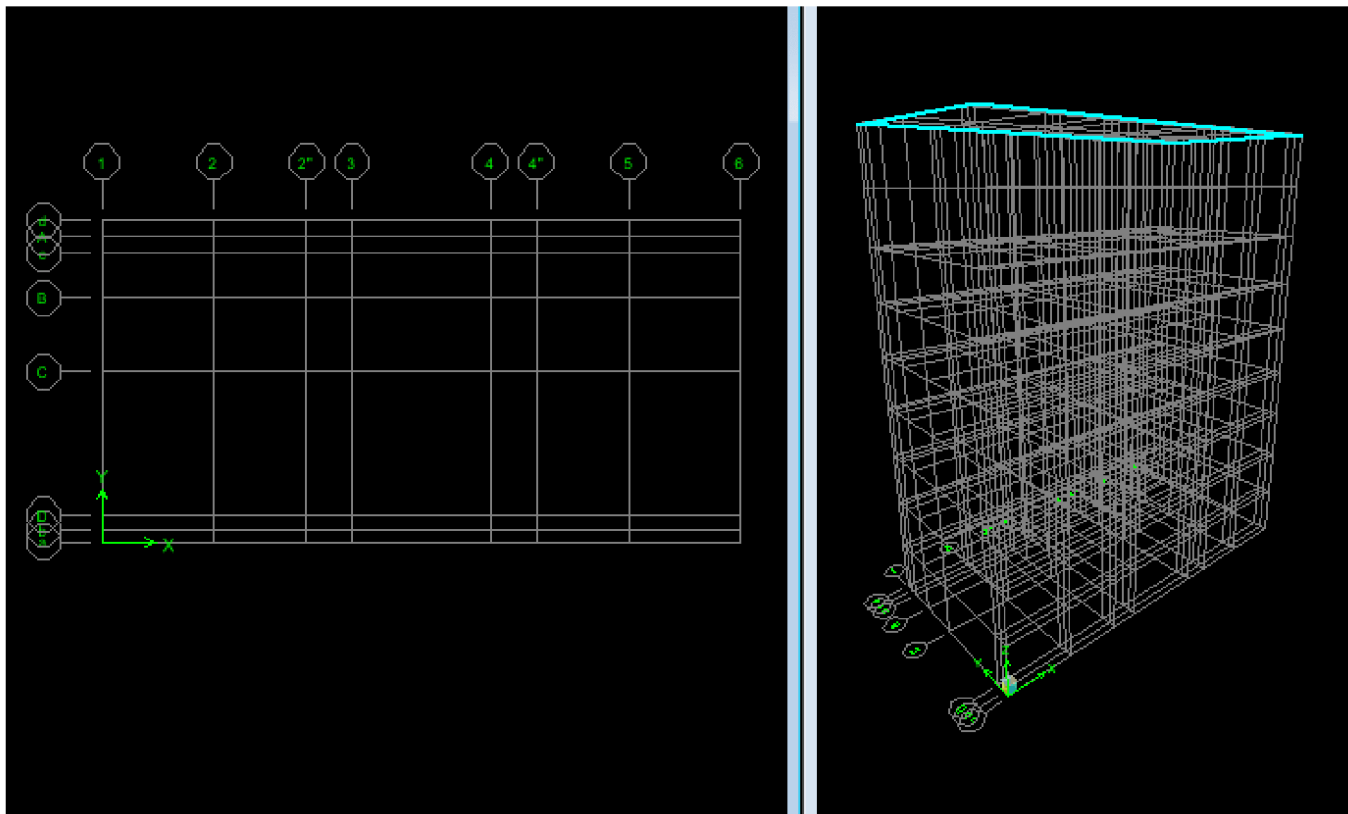


Fig. V.4. Représentation de la structure en 2D et 3D

Etape 2: spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,

Define →  Material Properties → Conc. → Modify/show material

- Masse per unit volume (masse volumique du béton)
- Weight per unit volume (Poids volumique du béton)
- Modulus of Elasticity (Module de Young)
- Specified concrete comp strenght (contrainte max du béton à la compression)
- Bending Reinf,Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux)
- Shear Reinf,Tield Stress (contrainte max des aciers)

Fig. V.5 : Introduction des propriétés mécanique du béton

Etape 3: spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),

• **Definition des poutres et poteaux :**

Define →  Frame section → Add rectangulaire

introduire les dimension de la poutre choisir le béton et la couleur →
Reinforcement

→ **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres 0.025

Et pour les poteaux c'est la même étape sauf que on va choisir **Column** au lieu de **Beam**

Fig. V.6 : Dimensionnement des éléments

- **Définition des voiles et dalle plane et planchers :**

Les voiles :

Define →  Wall/slab/deck section → Wall → modify show section
et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

Les dalles planes :

Define →  Wall/slab/deck section → Slab → Modify Show Section
et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

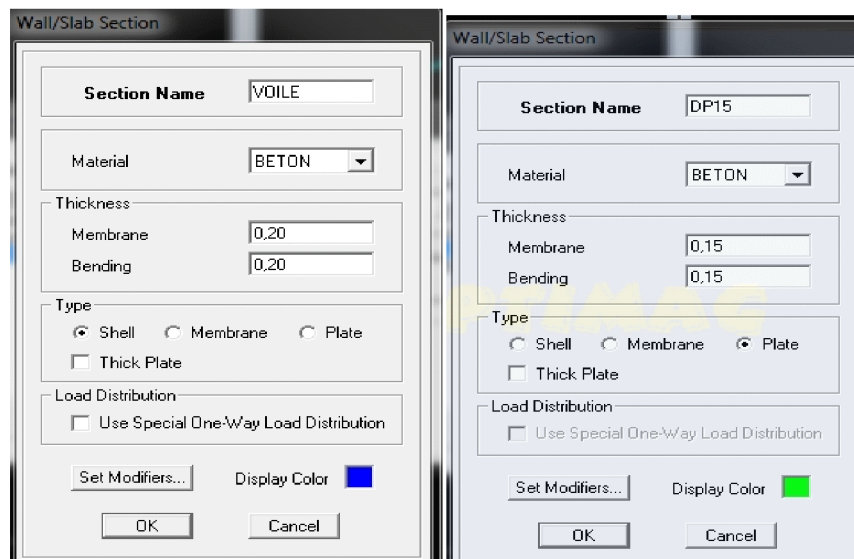


Fig. V.7 : Dimensionnement des voiles et dalle plane.

Les planchers:

Define →  Wall/slab/deck section → Deck → modify show section
et on spécifie le nom de plancher

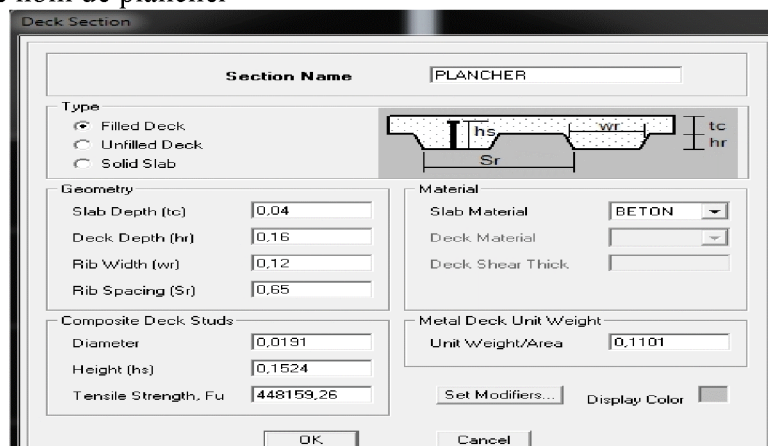


Fig. V.8 : Dimensionnement de plancher.

Etape 4 : définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

- **Charges G et Q**

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation (Q), pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): **G**
 Type : **DEAD** (permanente)
 Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) :

1

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**
 Type: **LIVE** (exploitation)
 Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

Define →  Static load cases → Dead modify load écrire G
 Live modify load écrire Q

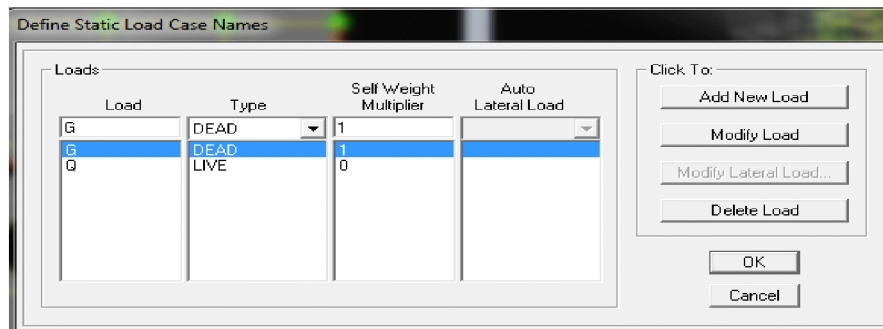


Fig. V.9: Définition des charges d'exploitations G et Q

- **Charge dynamique (EX et EY):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté

Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.25**

Coefficient comportement de la structure (**R**) : **on prend R=5**

Facteur de qualité (**Q**) : **Q = 1 + Σ p_q = 1.25**

Coefficient d'amortissement(%) = **10 %** (portique auto stable en béton armée avec remplissage dense +voile)

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :

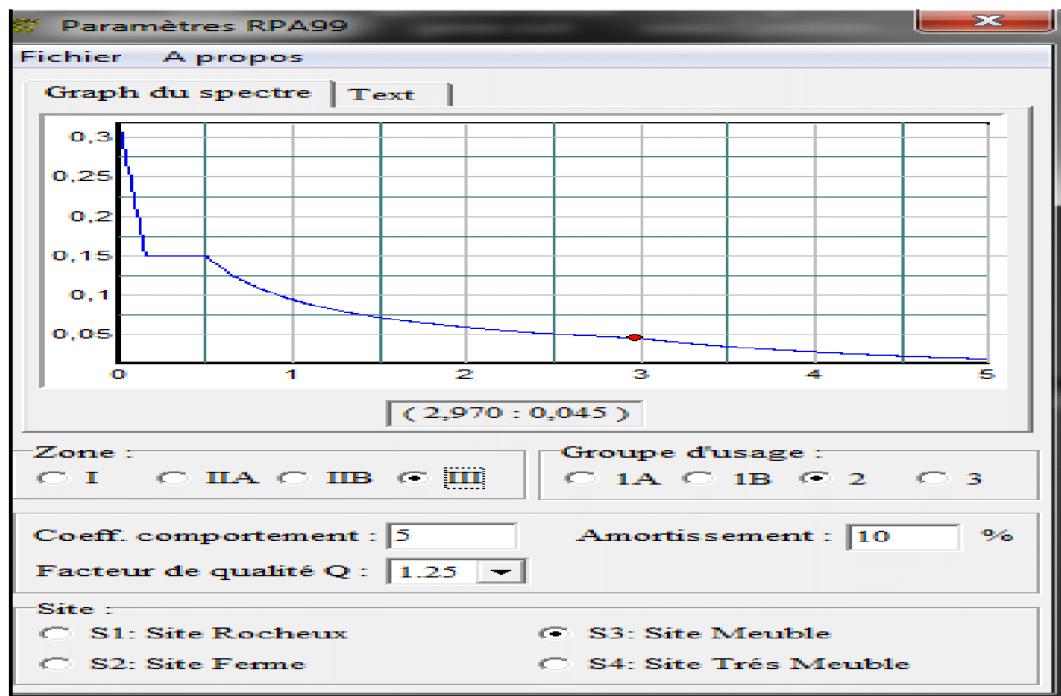


Fig. V.10 Introduction de RPA

Texte → Enregistré → on va choisir nommé un dossier écrire RPA → Enregistré

Define →  Reponse spectrum function → Spectrum from file → Add new function

Complete le tableau RPA 0.1 → Période → Browse ramené le RPA déjà enregistré

→ Display graph → Covert to used defined → ok

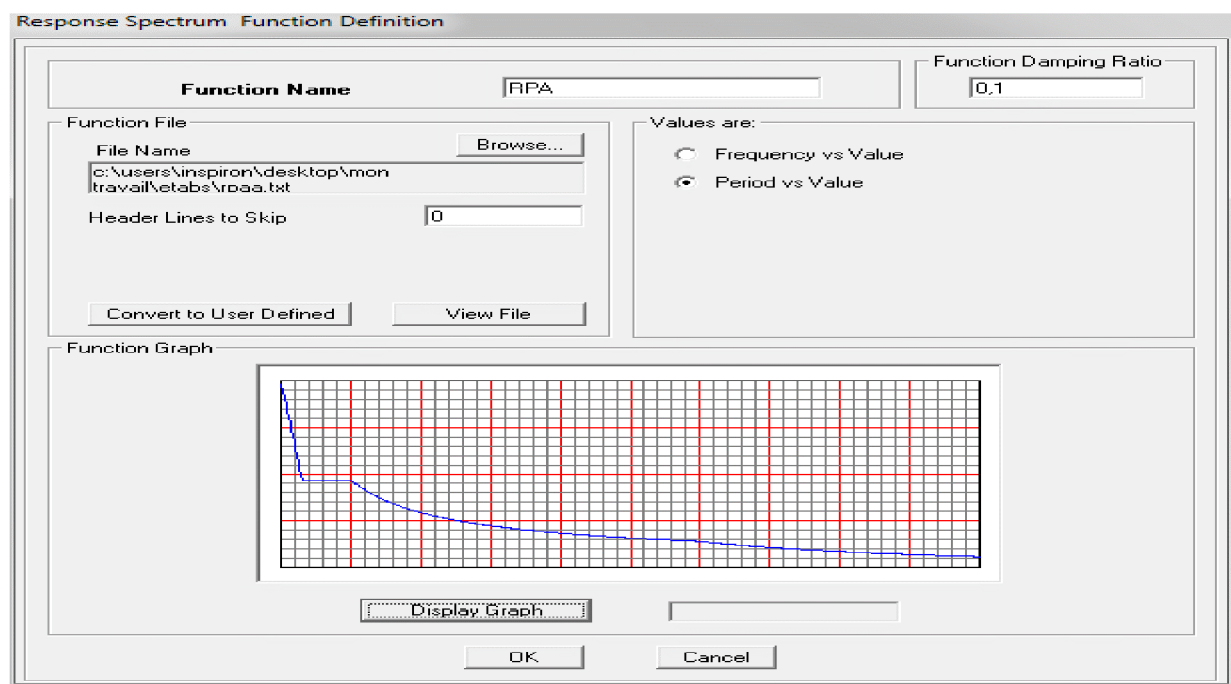


Fig. V.11 Introduction de Spectre de Réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition

du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define →  Responses spectrum cases → Add New Spectrum

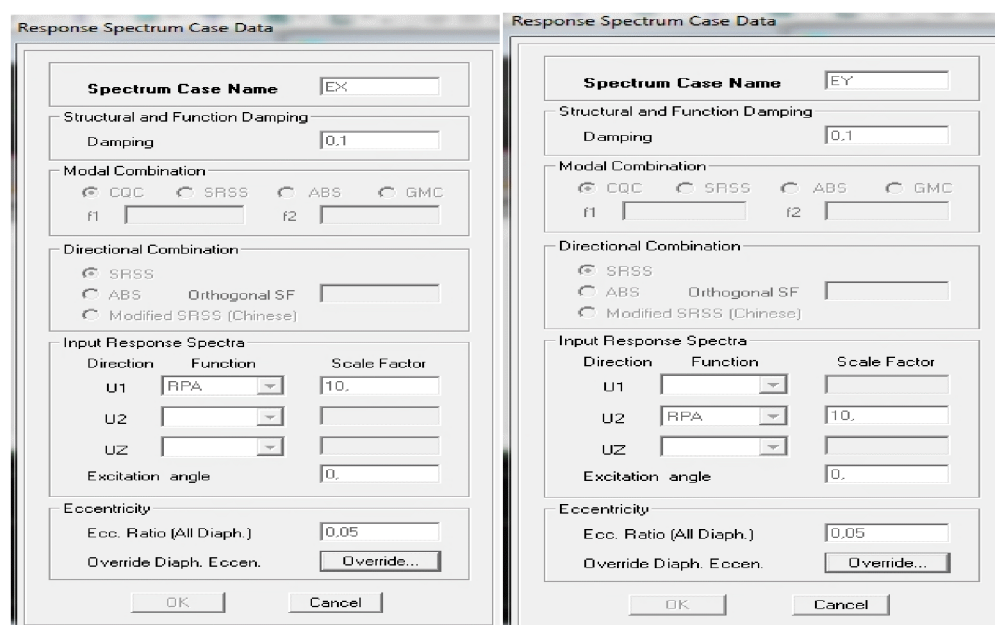


Fig. V.12 Définition du chargement EX et EY (séisme)

Etape 5 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

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

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$$G + Q + E_x$$

$$G + Q + E_y$$

$$0.8G + E_x$$

$$0.8G + E_y$$

➤ **Combinaisons de poids :**

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define →  load Combinations → Add New Combo
→ Choisir le nom → définir les coefficients

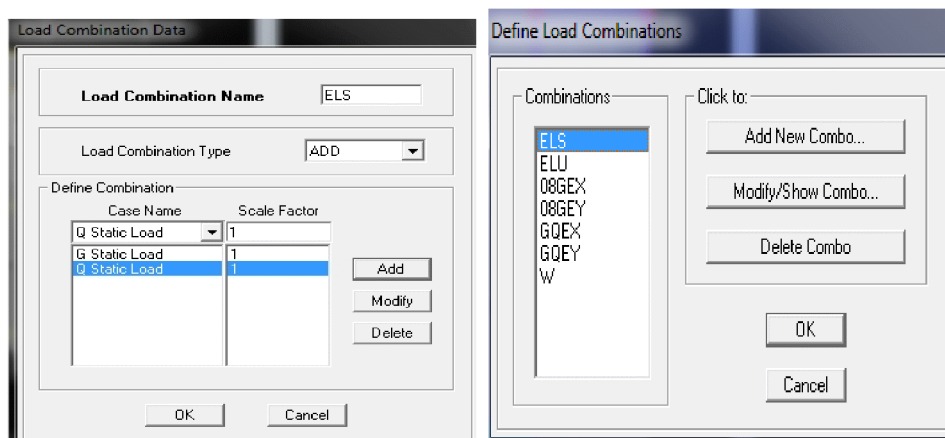


Fig. V.13 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define →  masse source → from self and specified and load

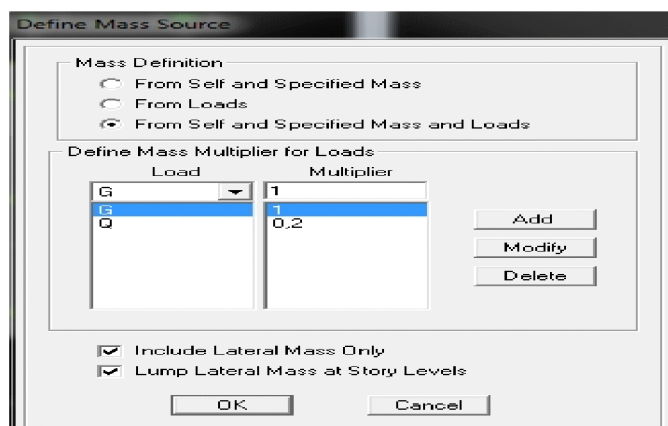


Fig V.14 Introduction de la masse source

Etape 6 : Dessiner les éléments de la structure➤ **Dessiner les poteaux :**

Draw → **Draw line objects** →  **Create columns in region or at clicks (plan)** ➤ choisir le nom de Poteau (un simple clique sur le point et le Poteau sera dessiner) et par les poteaux incliner on va choisir l'angle **45°** dans **Plan offset normal** et pour les autre poteau l'angle **0°**

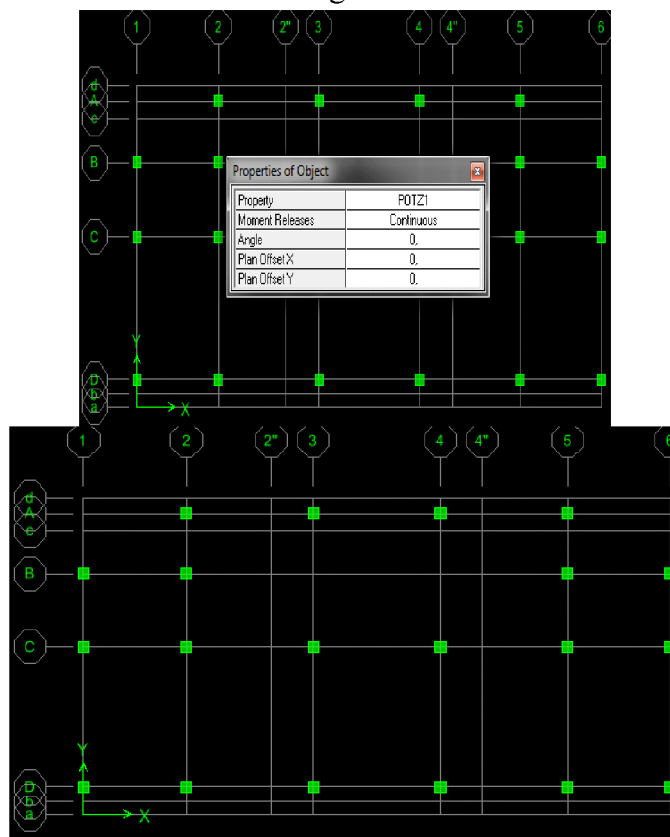


Fig V.15 Dessin des poteaux

➤ Dessiner les poutres :

Draw → **Draw line Objects** →  **create line in region or at clicks (plan, elev,3D)** → choisir le nom des poutres exemple PP(30x45)(dessiner sur l'axe considéré)

et pour les poutres incliné

Draw → **Draw line Objects** →  **Draw line (plan, elev, 3D):**

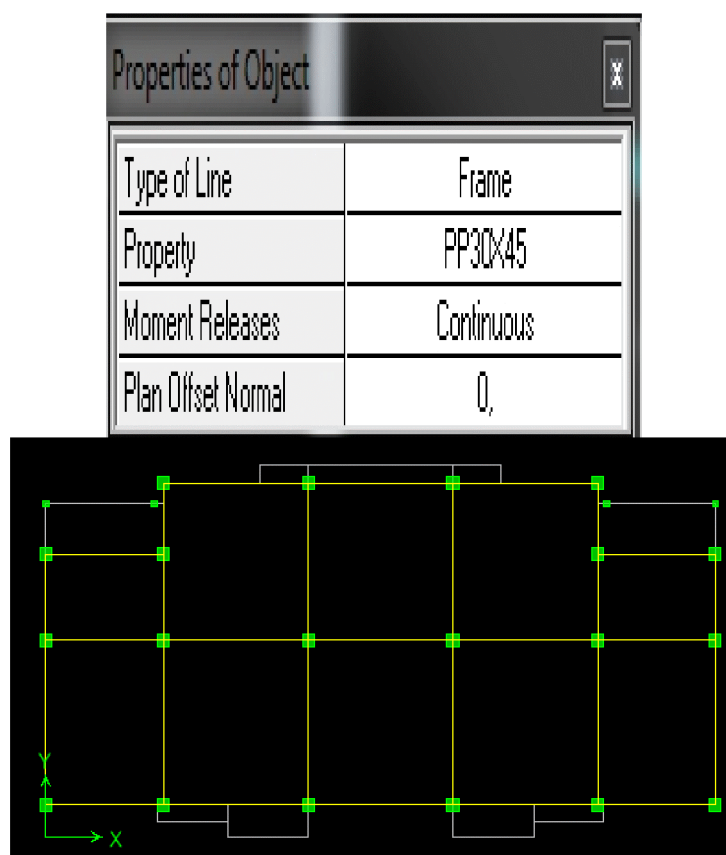


Fig V.16 Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → **Replicate** → **Story** → cocher les étages identique → **Ok**

➤ Dessiner les voiles :

Draw → **Draw area Objects** →  **create wall in region or at clicks (plan)** →

Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

si on veux donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects** →  **draw wall (plan)** → introduire la longer de voile et dessiner

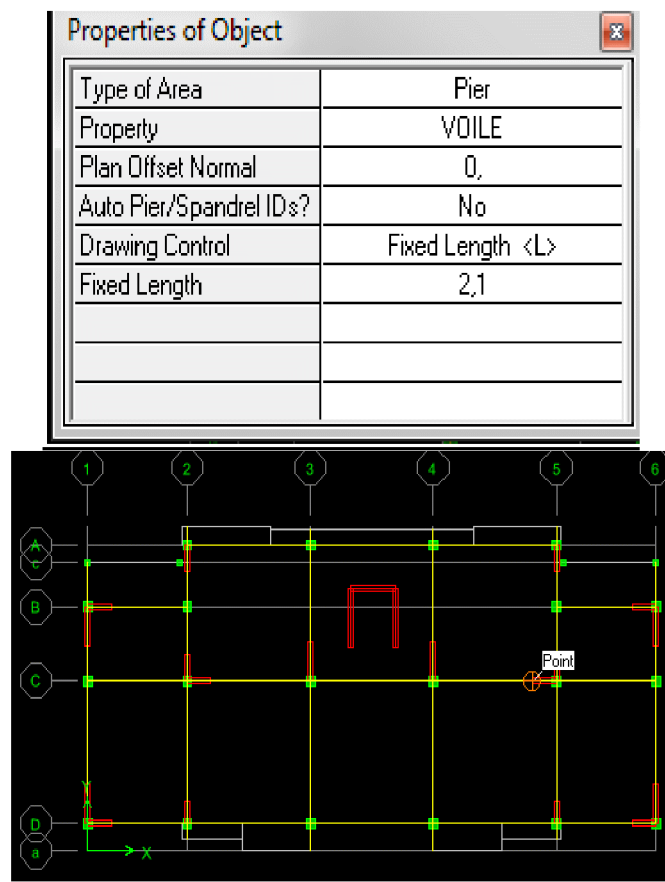


Fig V.17 Dessin des voiles

➤ Dessiner les dalles pleines:

Draw → **Draw area Objects** →  **Draw Area (plan, elev, 3D)** →

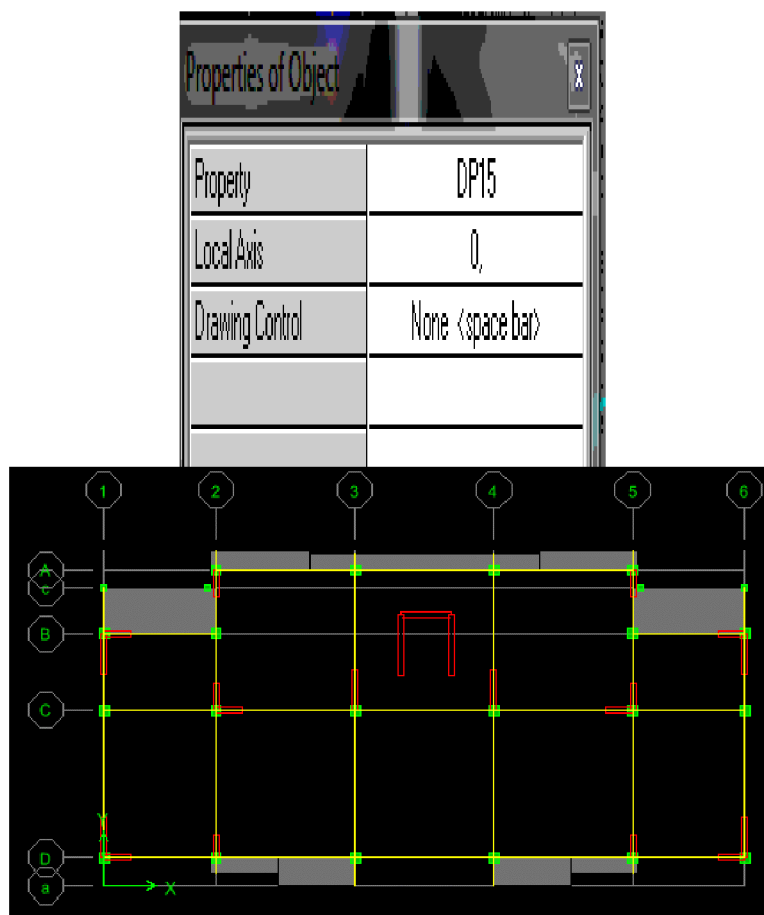


Fig V.18 Dessin des dalles pleine

➤ **Encastrement de la base**

Sélectionné la base de la structure →  → cocher l'encasstremant → ok

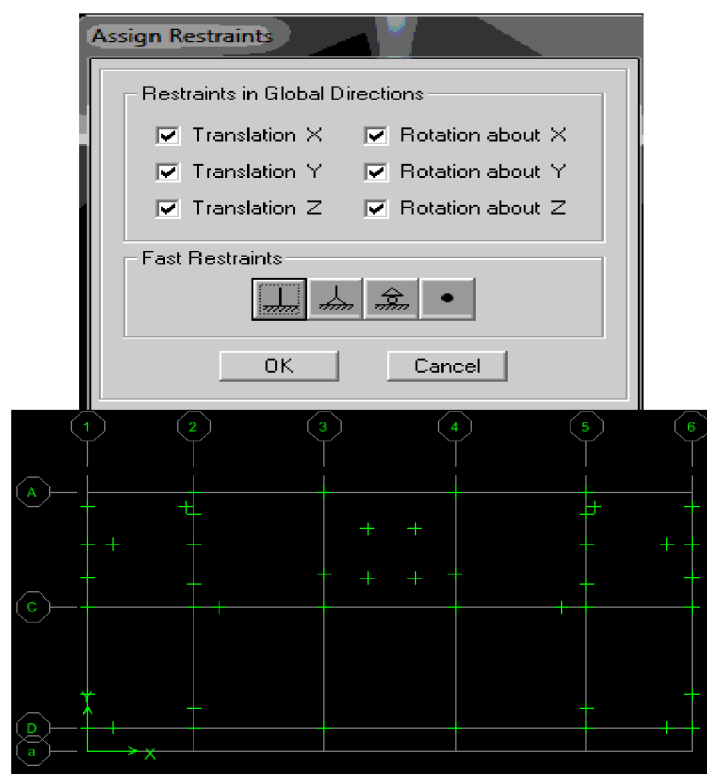


Fig V.20 Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure :

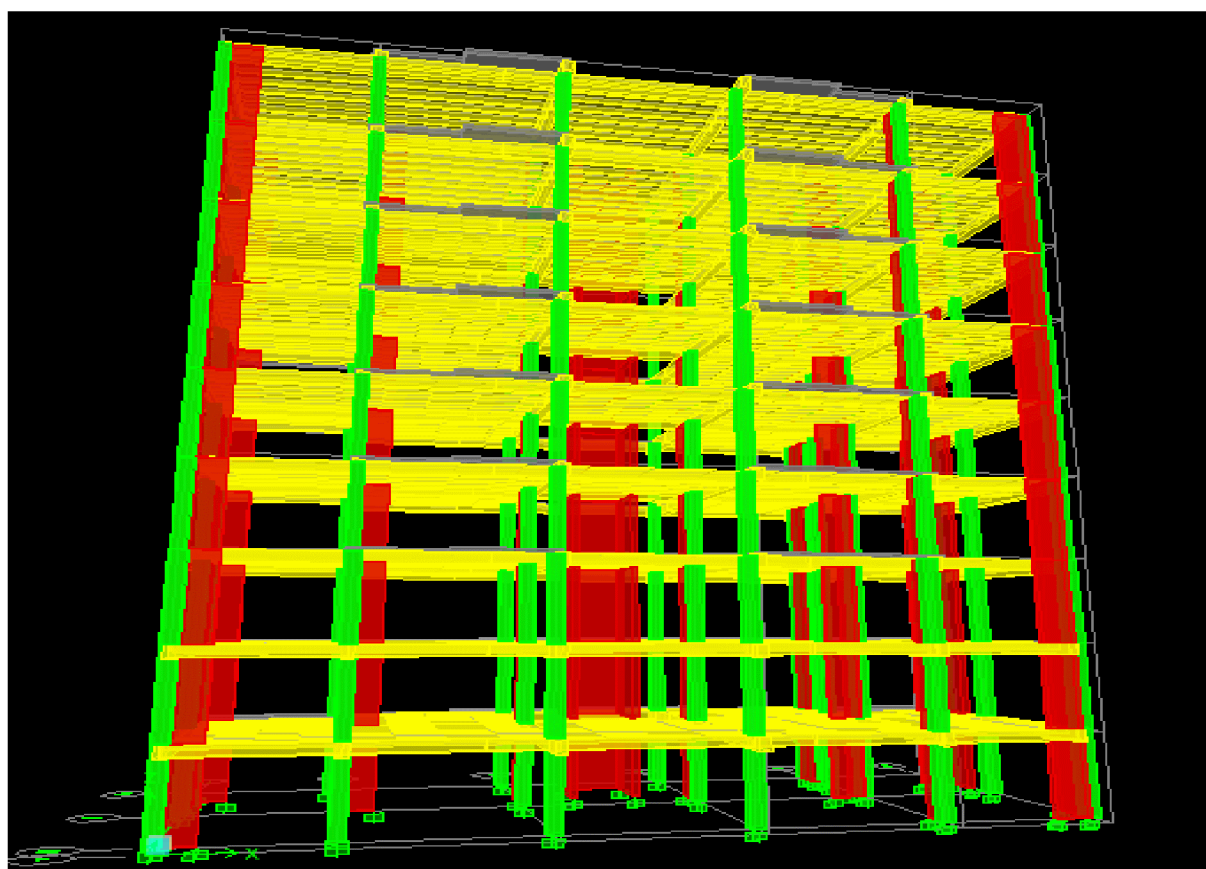


Fig V.21 Vue de la structure en 3D

Etape 7 : chargement de la structure

Les dalles pleines : $G = G_{dp} - (ep_{dalle} \times 25) = 5.18 - (0.15 \times 25) = 1.43 \text{ KN/ml}$

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

Plancher terrasse : $G = G_{ter} - (ep_{dalle \text{ de compression}} \times 25) = 6.05 - (0.05 \times 25) = 4.80 \text{ KN/ml}$

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

Plancher étages courants : $G = G_{et} - (ep_{dalle \text{ de compression}} \times 25) = 5.10 - (0.05 \times 25) = 3.85 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

Dalle pleine de l'escalier : $G = 2.06 \text{ KN/ml}$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Chargement de la dalle pleine :**

Select → by wall/slab/deck → choisir DP15 →

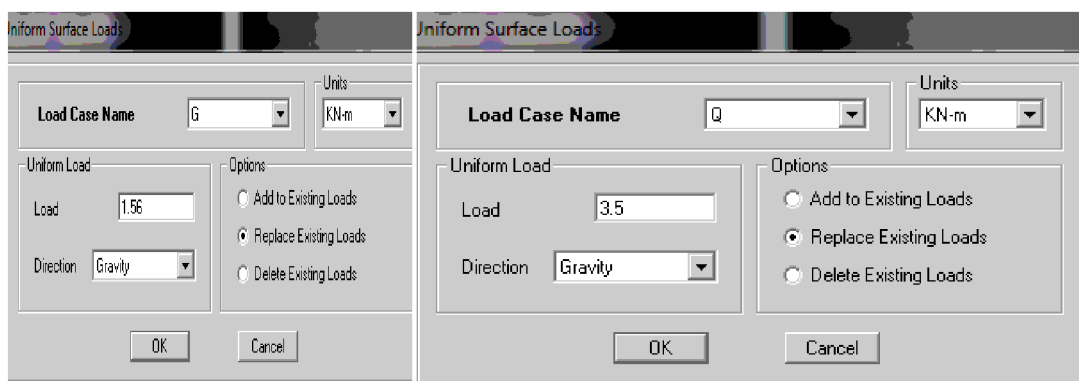


Fig V.23 Chargement de la dalle pleine

➤ **Chargement des planchers :**

C'est la même étape avec la dalle pleine mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher terrasse**

et après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q

Etape 8 : spécification des conditions aux limites (diaphragmes),

Sélectionné en plans le premier étage →  → **D1** → **Modify Show**
Diaphragm
 → **ok**

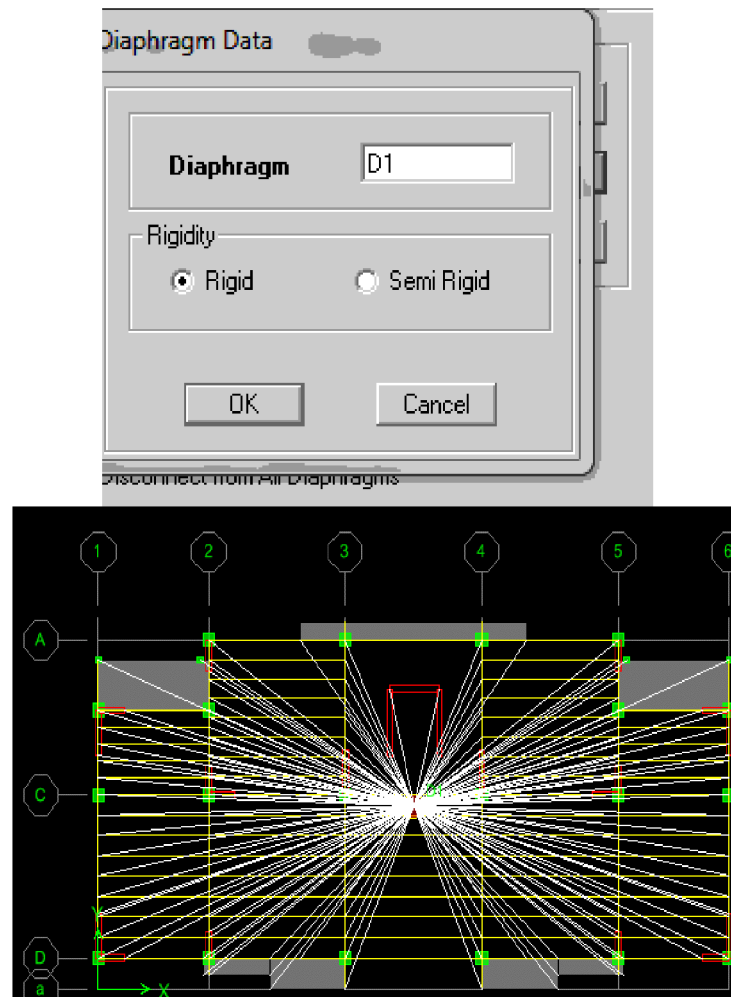


Fig V.24 Diaphragm de l'étage1

On monte à l'autre étage avec l'icone 

Sélectionné en plans le deuxième étage →  → **add new diaphragm** → **D2** → **ok**

⇒ On fait la même chose jusqu'à le dernier étage

Analyse → **set Analysis Option** → **Set Dynamic Parametres** → **ok** → écrire le nombre de

modes

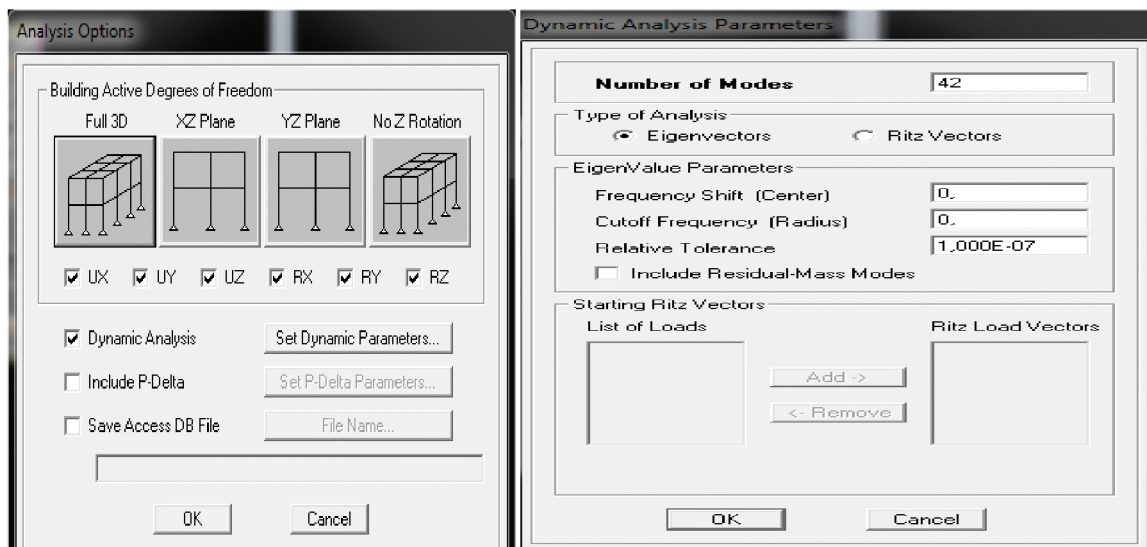


Fig V.25 Introduction de nombre de mode

Etape 9 exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser On clique sur **F5** ou **analyse** → **Run analyse**

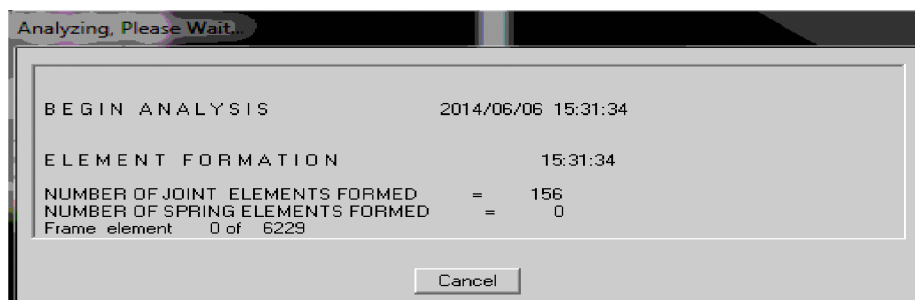


Fig V.26 Analyse de la structure

Vérification des modes et la période T:

Display → **Show table** → **Modal information** → **ok** → **Modal Participating Mass Ratios**

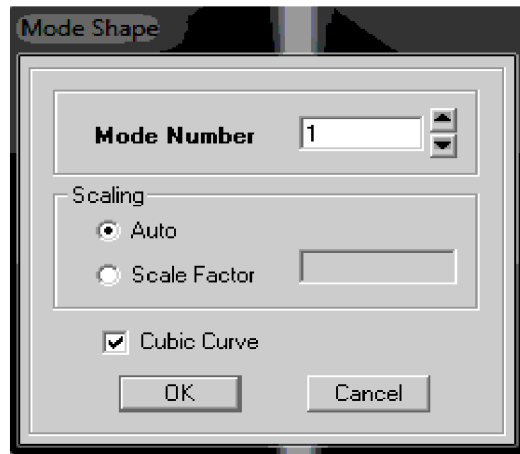


Fig V.27 Déplacement de la structure selon le mode 1

Déformée de la structure

- Pour avoir la déformation de la structure
 **Show Deformed Shape** → sélectionne une combinaison d'actions → **ok**
- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique

Diagramme des efforts interne :

 **Show Member forces/Stresses Diagram** → **frame/pier/spandrel force**
 sélectionne une combinaison d'actions choisir **moment 3.3** pour le moment
 et **shear2.2** pour l'effort tranchant.

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** → « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

→ **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** → « **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** « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx , et **Uy** au sens yy.

🔧 Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX** ou **EY** ».

🔧 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** → **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX** ou **EY**.

Enfin, dans **Draw** → **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

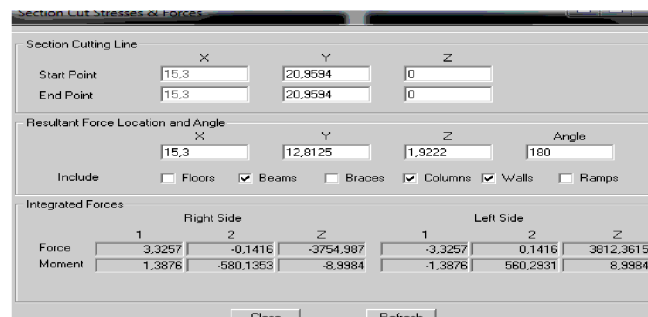


Fig V.28 :L'effort repris par les voiles et les portique

Remarque :

En désélectionnant la case **Wall,Beam,Column** on aura l'effort repris par les portiques et voiles qui égal a 100% .

On désélectionnant la case **wall** → **Refrech** nous aurons l'effort repris par les portiques (poutre-poteaux)

On sélectionnant la case **Wall** et on sélectionne **Beam** et **Column** → **Refrech** nous aurons l'effort repris par les voiles

- ❖ On fait le calcul de pourcentage des voiles et portiques pour définir la nature de la structure

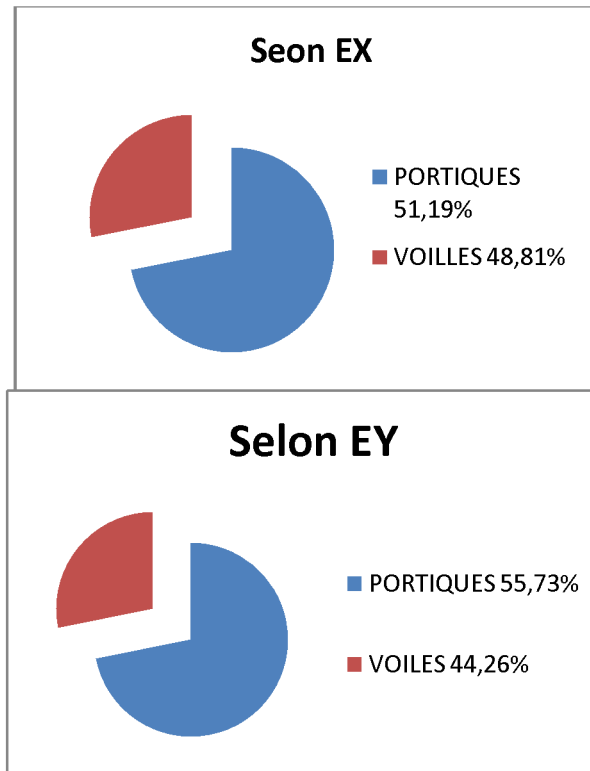
Selon Ex : portiques: + voiles = 282.71 → 100%

Portiques =144.73 → 51.19 %

Voiles = 137.98 → 48.81%

Selon Ey :

portiques: + voiles =	251.84	→	100%
Voiles =	111.47	→	55.73%
Portiques =	140.37	→	44.26%



Conclusion :

Dans ce cas les voiles reprennent plus de 25% aux sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontale.

Les portiques plus de 25%, Donc notre structure est contreventée par : portique mixte/voiles avec interaction (Article 3.4 ,4.b)

D'où le coefficient de comportement **R=5** (tableau 4.3 RPA99 modifié 2003)

CHAPITRE 5

Vérification

RPA

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela, les ingénieurs ont essayés de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

5.1 Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

Voir à la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. 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.

L'*ETABS* est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

L'*ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000...)

5.2 Choix de la méthode de calcul :

5.2.1 Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

5.2.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur en (a), dans notre cas les critères 1 et 2 dans les sens transversal et longitudinal respectivement sont pas vérifiés (vérifiés dans ce chapitre). la condition complémentaire suivante :

Zone III : groupes d'usage 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m
Dans notre cas la hauteur de bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m.

Conclusion :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

5.2.3 Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion :

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

5.2.4 Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

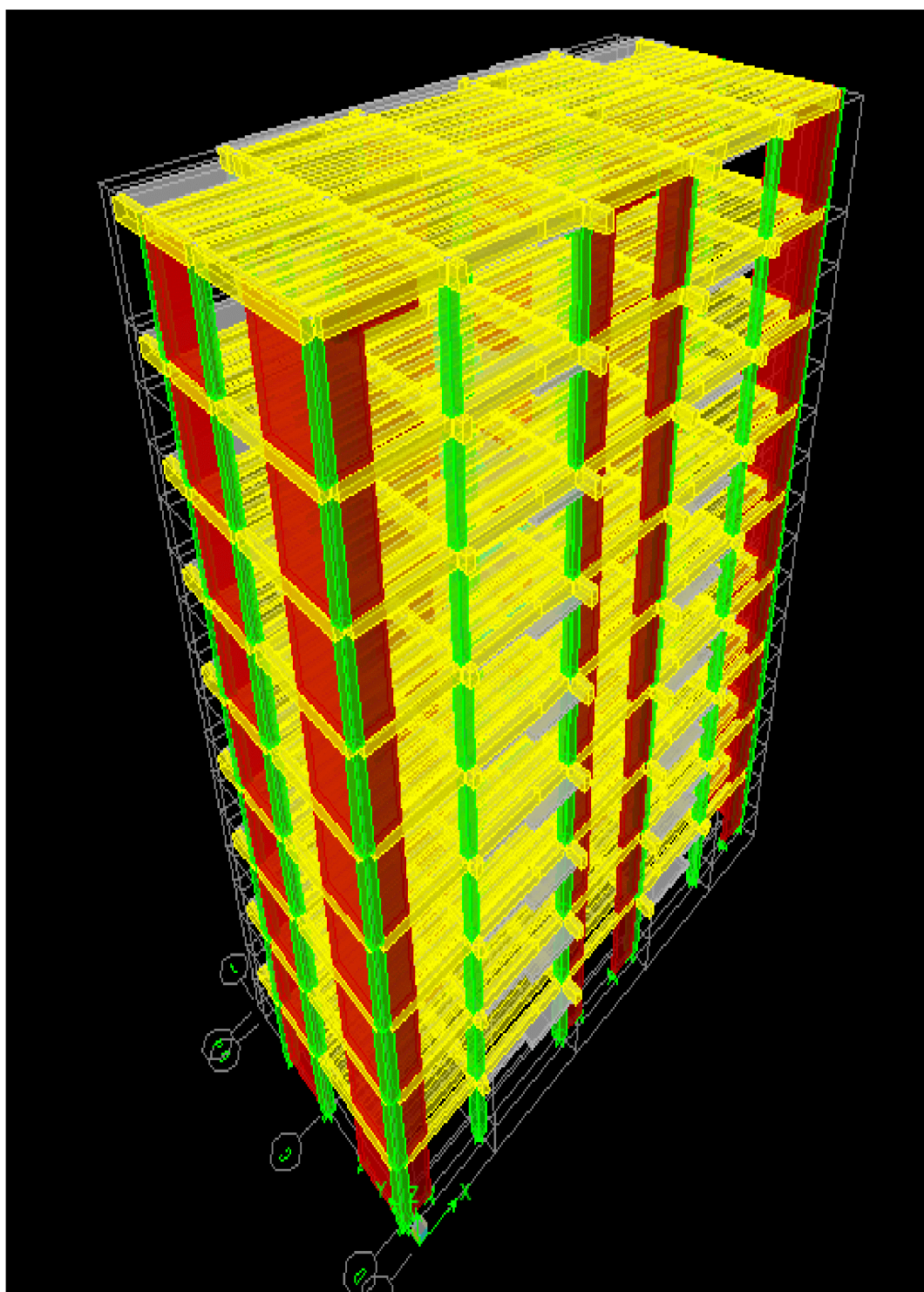


Fig 5.18 : Modèle 3D de la structure

5.4 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✓ la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de grand sismicité Zone III.
- ✓ La structure étudiée fait 27,54m de hauteur (R+8), le système structural est mixte. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la moitié de la charge horizontale.

5.5 Vérifications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :

5.5.1 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

RPA 2003 (A 4.3.3)

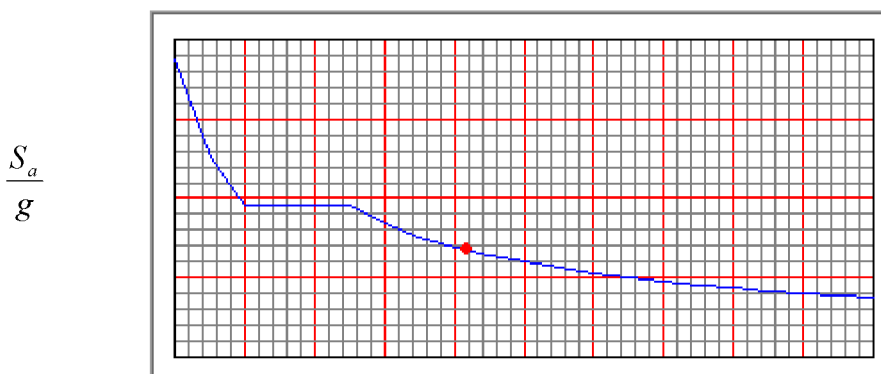


Fig 5.19 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q; (tableau 4-4 du RPA2003).

- **Calcul du facteur de qualité Q :**

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q:**

➤ *Sens longitudinal :*

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0.05
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau 5.1 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

➤ *Sens transversal :*

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05
2. Redondance en plan.	0.05
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau 5.2 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15.$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.20.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q** à introduire est la plus défavorable **Q=1.20**.

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A= 0,25 [zone III, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

R= 5 [Mixte portique/voile avec interaction (RPA 2003 tableau 4.3)].

T₁= 0,15sec ; **T**₂= 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q=1,20

5.5.2 Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \text{RPA (4-14)}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_K la période du mode K.

- Dans notre cas $N=9$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{9} = 9)$

Donc $K=9$ nombre de modes.

5.5.3 Combinaison des réponses modales :

- $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j

- ✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- ✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\left(|E_1| + |E_2|\right)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

5.5.4 Caractéristiques géométriques de la Structure :

- ✓ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Etage	Masse (KN)		Position du centre de masse		Position du centre de rigidité		Excentricité		Excentricité accidentelle	
	X	Y	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x	e _y	e _x	e _y
RDC	251,4846	251,4846	11,425	5,715	11,429	5,033	-0,004	0,476	1.143	0.580
Etage 1	257,1363	257,1363	11,425	5,783	11,428	5,296	-0,003	0,487		
Etage 2	253,8209	253,8209	11,425	5,78	11,428	5,365	-0,003	0,415		
Etage 3	251,03	251,03	11,425	5,777	11,428	5,384	-0,003	0,393		
Etage 4	251,03	251,03	11,425	5,777	11,428	5,393	-0,003	0,384		
Etage 5	248,1047	248,1047	11,425	5,774	11,428	5,401	-0,003	0,373		
Etage 6	237,845	237,845	11,803	5,799	11,427	5,408	0,376	0,391		
Etage 7	243,4977	243,4977	11,425	5,723	11,428	5,414	-0,003	0,309		
Etage 8	237,4171	237,4171	11,425	5,805	11,429	5,412	-0,004	0,393		
condition vérifie										

Tableau 5.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 22,85 = 1.143 \text{ m}$

$$e_y = 0,05 \times 11,60 = 0,580 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR} \implies E_x = 0,376 \text{ m} < 1.143 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR} \implies E_y = 0,487 \text{ m} < 0,580 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.5 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,678748	72,0254	72,0254	0	72,0254	0,0014	0	0,002	99,2692	0,0553
2	0,525088	0,0016	72,027	0	72,027	69,6611	0	98,8478	0,002	0
3	0,41805	0,0587	72,0857	0	72,0857	69,6611	0	0	0,0837	70,206
4	0,189256	14,2933	86,3789	0	86,3789	69,6613	0	0,0001	0,2598	0,0125
5	0,134738	0,0001	86,3791	0	86,3791	86,6045	0	0,8122	0	0,0001
6	0,107878	0,0092	86,3882	0	86,3882	86,6045	0	0	0,0002	16,4302
7	0,086379	6,0056	92,3938	0	92,3938	86,6046	0	0	0,2981	0,005
8	0,060014	0	92,3939	0	92,3939	93,0745	0	0,2654	0	0

Tableau 5.4 : Périodes et participations massiques donné par ETABS

✓ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 08**

5.5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

(RPA 2003 Art 4.2.3)

- ✓ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0,25$$

- ✓ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_1 = 0.15, T_2 = 0.5 \quad (\text{RPA/Tableau 4-7}).$$

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 8,5\%$, on a $\eta = 0.82$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\implies h_N = 27,54m$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) $\implies C_T = 0,05$

D'où : $T = 0.60 \text{ sec}$

$$T = 0.60 \text{ sec.} \implies T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec.}$$

Donc : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,81$

$$D = 1,81$$

✓ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)

$$R=5$$

✓ **Q** : facteur de qualité voir le titre 5.9.1.a.

$$Q = 1.20$$

- **W** : Poids total de la structure, donné par ETABS :^

Etages	Poids (KN)
Poids Total W (KN)	2231,3663

Tableau 5.5 : le poids total de la structure

Conclusion :

MSE (RPA 2003)		
<i>Coefficient</i>	A	0.25
	D	1.81
	Q	1.20
	R	5
<i>Forces Sismiques V (KN)</i>	2423,26	

Tableau 5.6 : la force sismique à la base

✓ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** 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 $0.8 V/V_t$

Forces Sismiques (KN)			Vérification	
MSE (V)	ETABS (V_t)		V_t/V	
	E_x	E_y	X	Y
2423,26	2385,42	2766,13	< 0.80	< 0.80
			Vérifié	Vérifié

- Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

5.5.7 Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a) Déplacement maximal :

- Sens longitudinal :

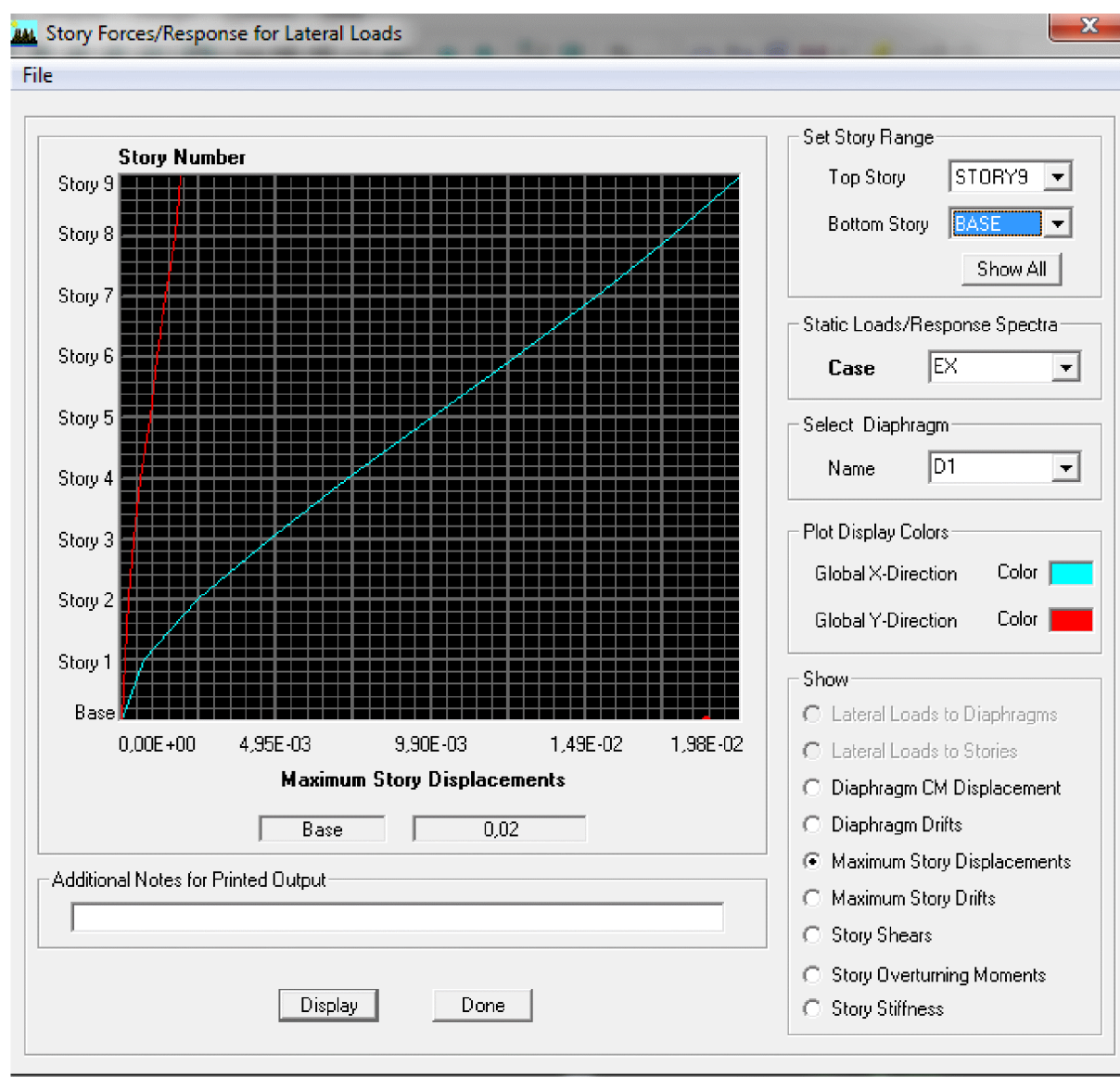


Fig 5.20 : Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{27.54}{500} = 0.055 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

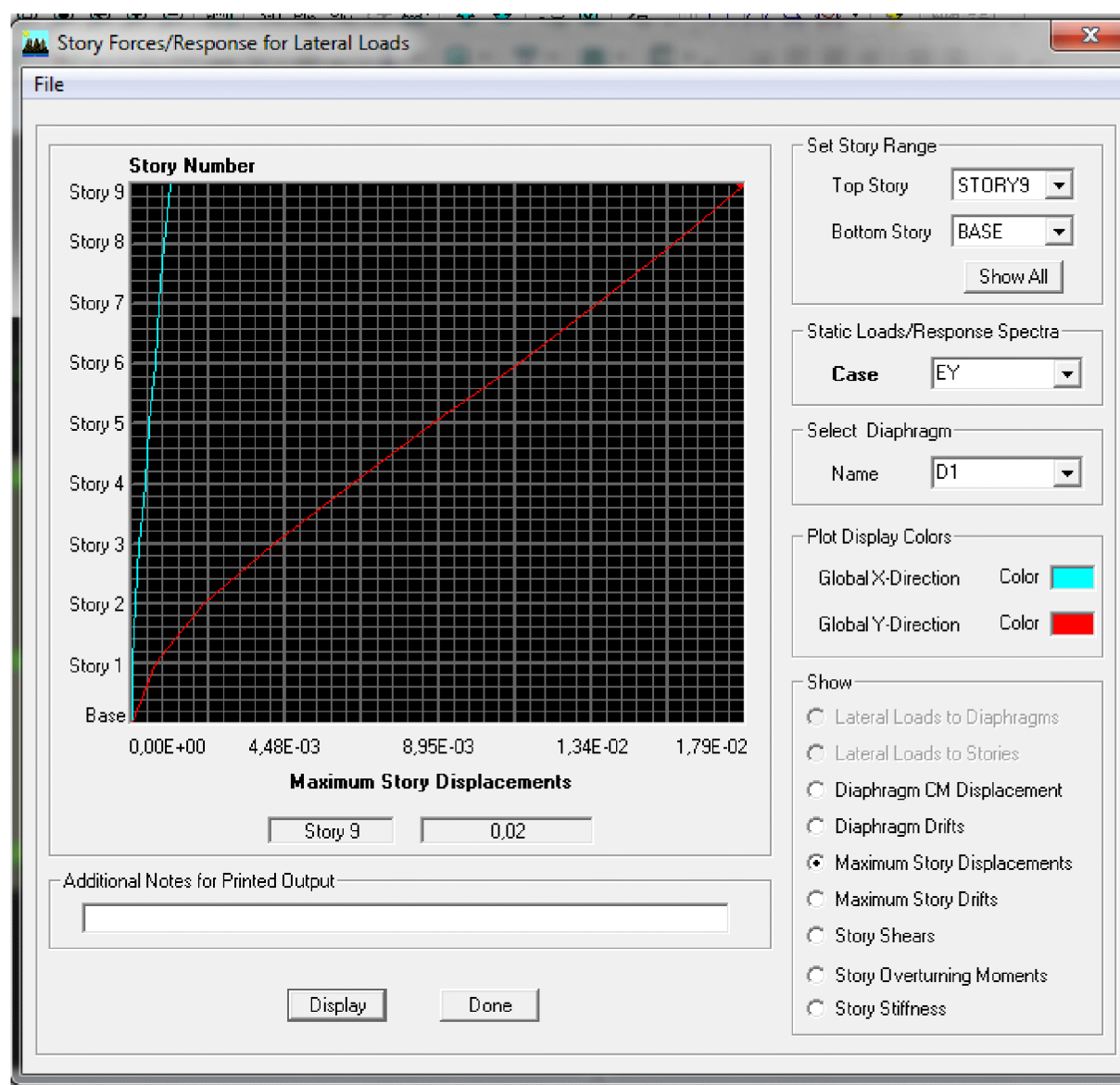


Fig 5.21 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{27.54}{500} = 0.055 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) 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

D'après le **RPA 99 (Art 4.43)** : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. 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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
9	0,0189	0,0159	0,0021	0,0018	0.0306	OK
8	0,0168	0,0141	0,0023	0,002	0.0306	OK
7	0,0145	0,0121	0,0024	0,0021	0.0306	OK
6	0,0121	0,01	0,0026	0,0022	0.0306	OK
5	0,0095	0,0078	0,0025	0,0021	0.0306	OK
4	0,007	0,0057	0,0025	0,0021	0.0306	OK
3	0,0045	0,0036	0,0022	0,0017	0.0306	OK
2	0,0023	0,0019	0,0016	0,0013	0.0306	OK
1	0,0007	0,0006	0,0007	0,0006	0.0306	OK
BASE	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0.0000	OK

Tableau 5.7 : 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 dans le spectre de réponse).

5.5.8 Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10. \dots\dots\dots \text{RPA99 (Art 5.9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
9	2260,531	0,0021	0,0018	474,93	518,16	3,06	0,0033	0,0026	OK
8	2288,709	0,0023	0,002	824,20	901,60	3,06	0,0021	0,0017	OK
7	2288,709	0,0024	0,0021	1102,74	1206,93	3,06	0,0016	0,0013	OK
6	2312,41	0,0026	0,0022	1349,33	1475,25	3,06	0,0015	0,0011	OK
5	2341,663	0,0025	0,0021	1545,02	1696,79	3,06	0,0012	0,0009	OK
4	2341,663	0,0025	0,0021	1707,52	1861,43	3,06	0,0011	0,0009	OK
3	2369,406	0,0022	0,0017	1828,41	1989,36	3,06	0,0009	0,0007	OK
2	2402,551	0,0016	0,0013	1917,39	2084,11	3,06	0,0007	0,0005	OK
1	2370,089	0,0007	0,0006	1953,02	2124,15	3,06	0,0033	0,0026	OK

Tableau 5.8 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

5-5-9 vérification de l'effort réduit V:

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : l'effort minimal des poteaux ($N_{\min}$ de ETABS)

B : section de poteau

F_{c28} : résistance de béton

$$V = \frac{1315.54 \cdot 10^3}{450.450.25} = 0.26 \leq 0.30 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ L'excentricité est vérifiée.
- ✓ L'effet P- Δ est négligé.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

CHAPITRE 6

Ferraillage des Poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton	Acier				
	γ_b (Mpa)	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	γ_s (Mpa)	f_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

Tableau VII.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations du RPA :**VI.1 Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).
- Le pourcentage minimal est 0,9 % ($b \times h$)
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :➤ **Le pourcentage minimal :**

- Du RDC au 2^{ème} étage: $A_{min} = 0.009 \times (45 \times 45) = 18.22 \text{ cm}^2$
- Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage : $A_{min} = 0.009 \times (40 \times 40) = 14.4 \text{ cm}^2$
- Du 6^{ème} étage au 7^{ème} étage : $A_{min} = 0.009 \times (35 \times 35) = 11.025 \text{ cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal :**

Du RDC au 2^{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 3^{ème} étage au 5^{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 8^{ème} étage :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

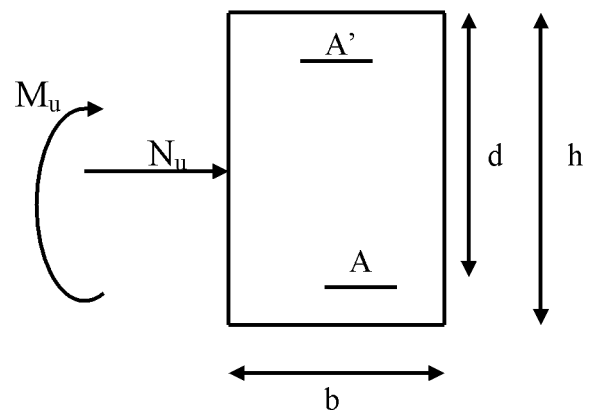
En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

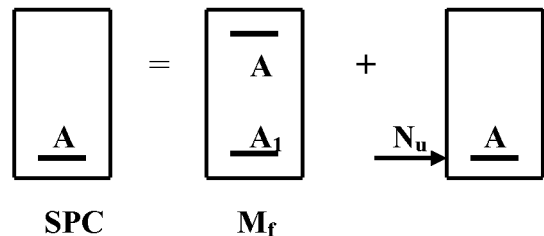
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{cases}$$

Avec

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

M_f : Moment fictif.



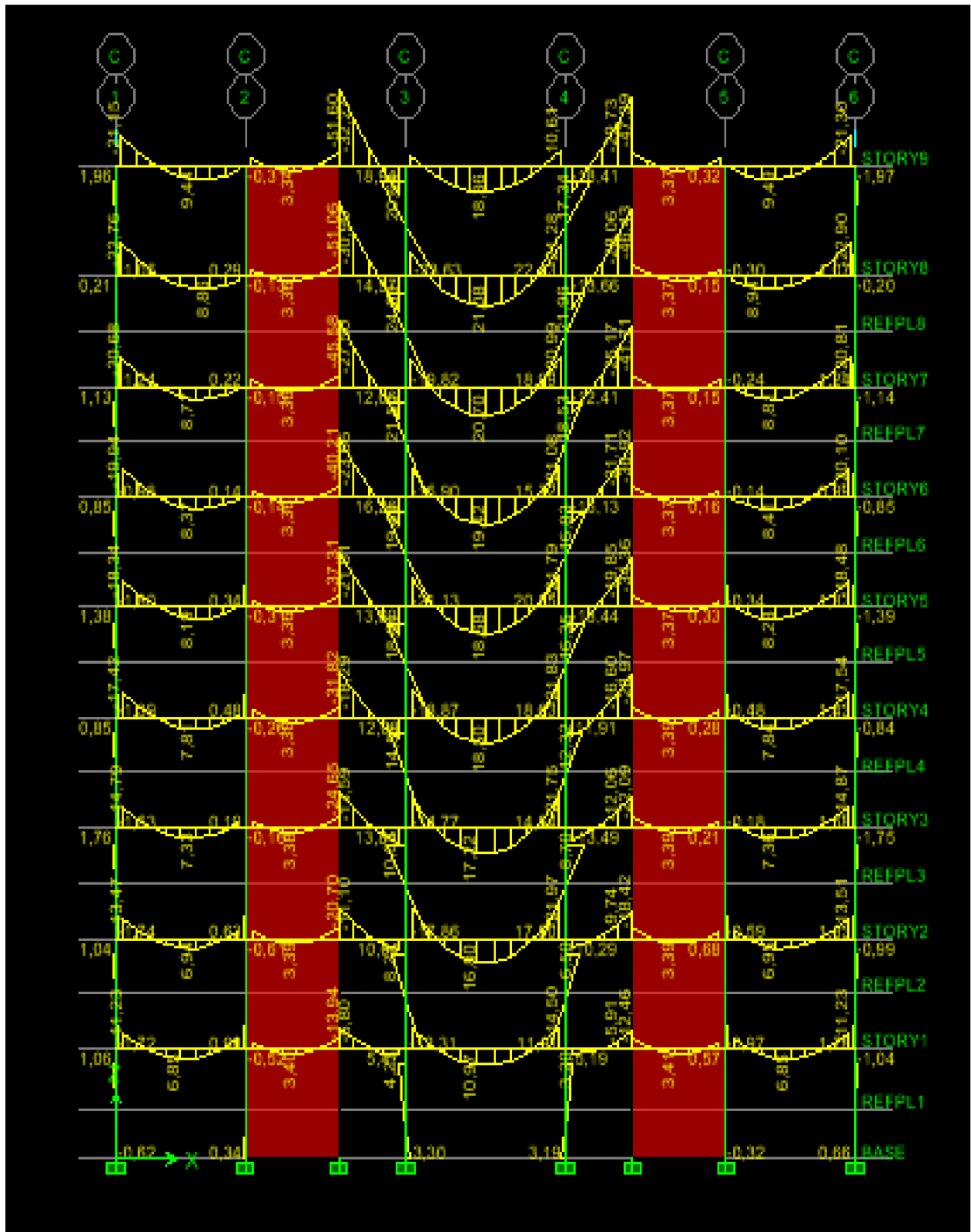


Fig. VI.1 : Diagramme des moments fléchissant (sens longitudinal) du portique C-C (ELU)

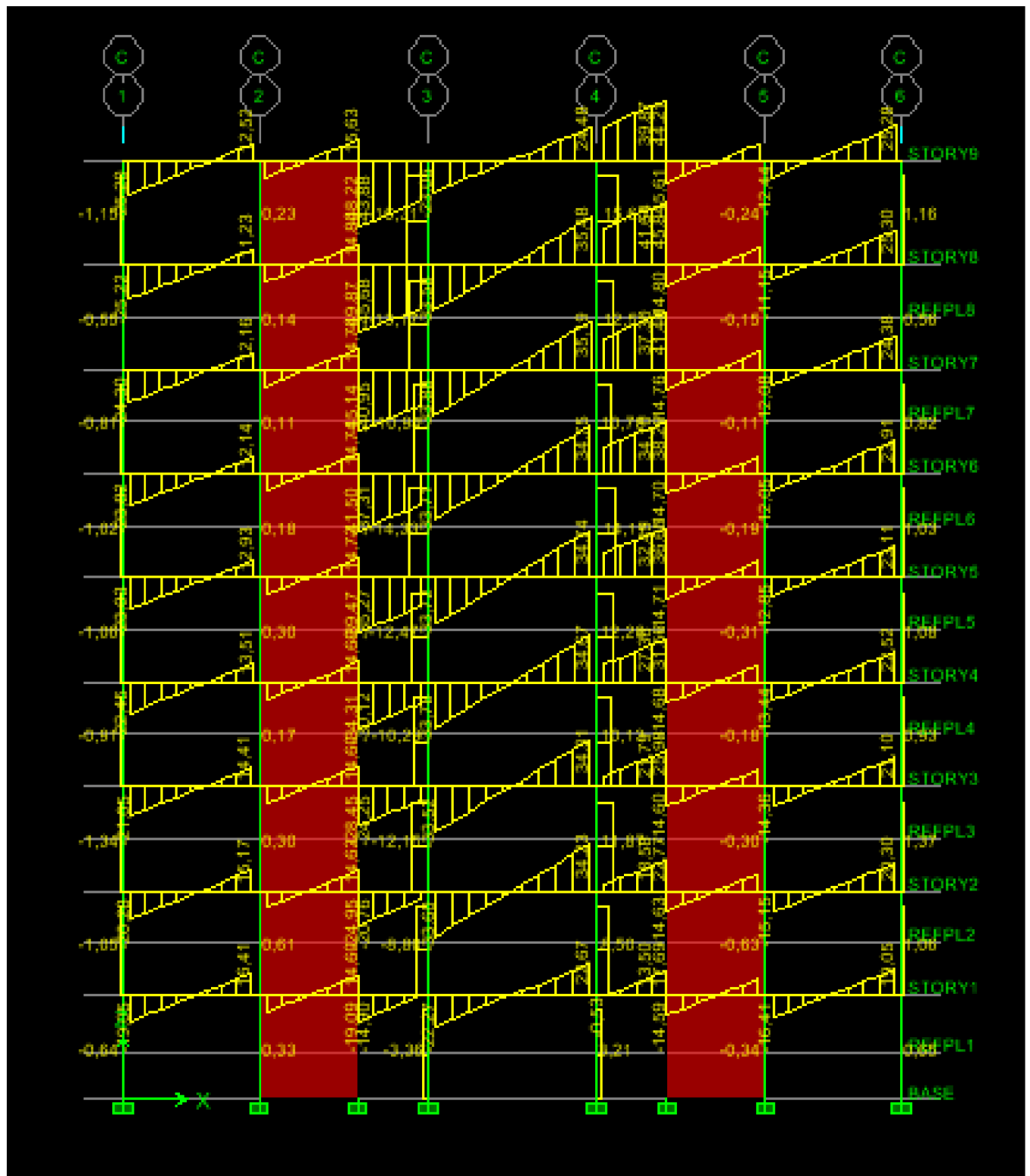


Fig. VI.2 : Diagramme des efforts tranchants (sens longitudinal) du portique C-C (ELU)

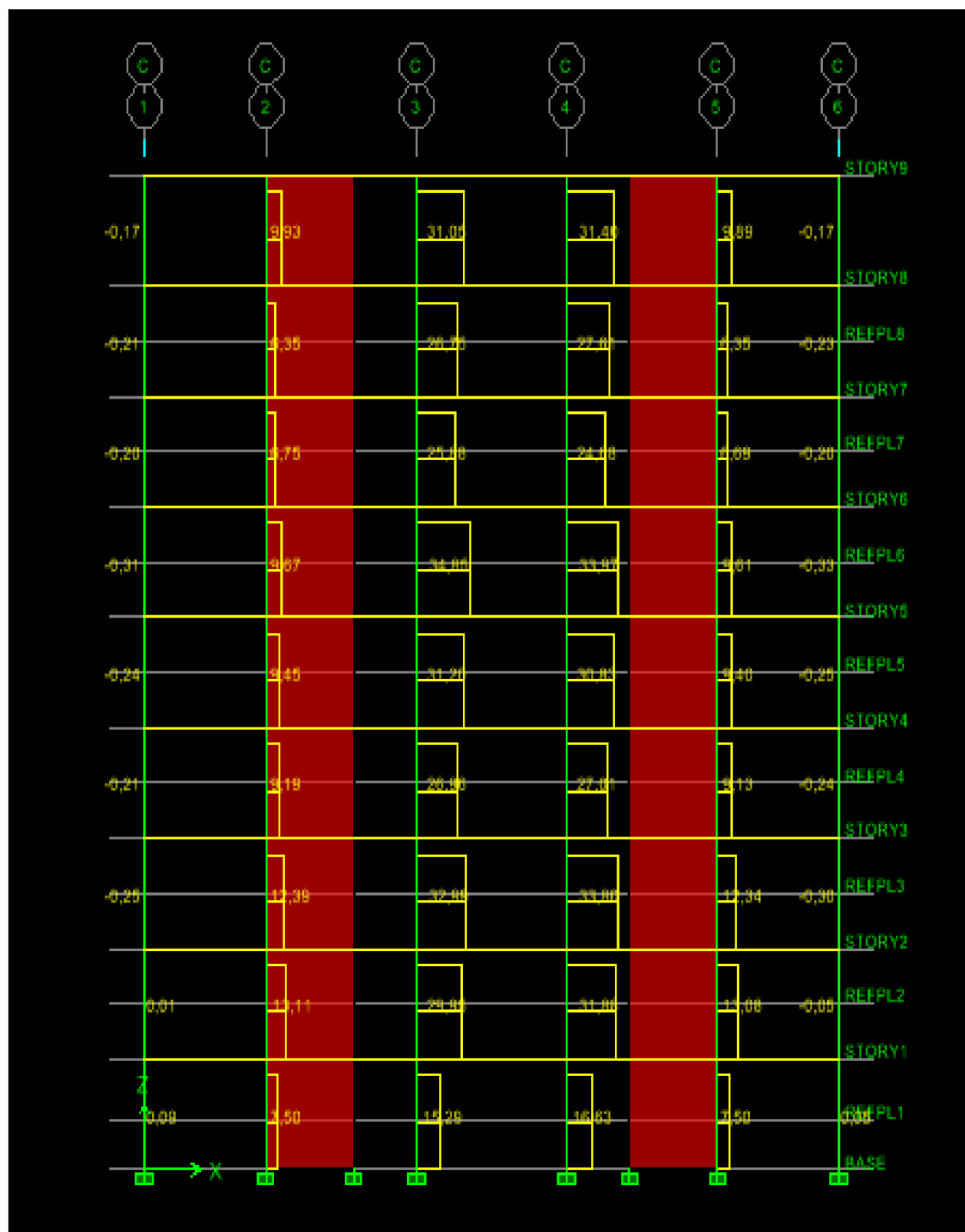


Fig. VI.2 : Diagramme des moments normaux (sens longitudinal) du portique C-C (ELU)

Calcul des armatures :

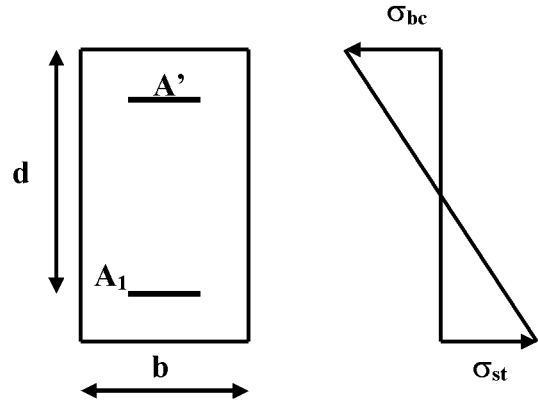
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

μ ———> Tableau ———> β

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



➤ Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. (SDA)

et on calcul $M_r = \mu bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $A_s = A' ; A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c') bh^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ Si : $(0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \gamma' b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$$

$$A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{➤ Si } N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle $\Rightarrow$ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.1.1 Calcul du ferraillage des poteaux:

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC ».

➤ **Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC :**

a) Exemple de calcul manuel :

✓ **Poteaux 45x45 (EL U)**

$$N_u = 1315,54 \text{ KN} \longrightarrow M_{cor} = 4,829 \text{ KN.m (effort de compression)}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,829}{1315,54} = 0.00367 \leq \left(\frac{0.45}{2} - c\right) = 0.195 \quad \Longrightarrow \quad \text{SEC}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

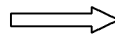
$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 4,829 + 1315,54 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03\right) = 261.359 \text{ KM .m}$$

Vérification de la 1^{ere} condition :

$$\begin{aligned} (0.337 \times 0.45 - 0.81 \frac{0.03}{0.45}) 0.45 \times 0.45^2 \times 14.167 \times 10^3 &< 1315,54 (0.42 - 0.03) - 261.359 < (0.5 - \frac{0.03}{0.45}) \\ 0.45 \times 0.45^2 \times 14.167 \times 10^3 &= 126.05 < 251.70 < 559.42 \end{aligned}$$

$$126.05 < 251.70 < 559.42$$

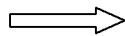


Condition non vérifiée

Vérification de la 2^{ème} condition :

$$1315,54 (0.42 - 0.03) - 261.359 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45}\right) 0.45 \times 0.45^2 \times 14.167 \times 10^3$$

$$251.70 \leq 811.87$$



Condition vérifiée

Donc les sections d'armatures sont :

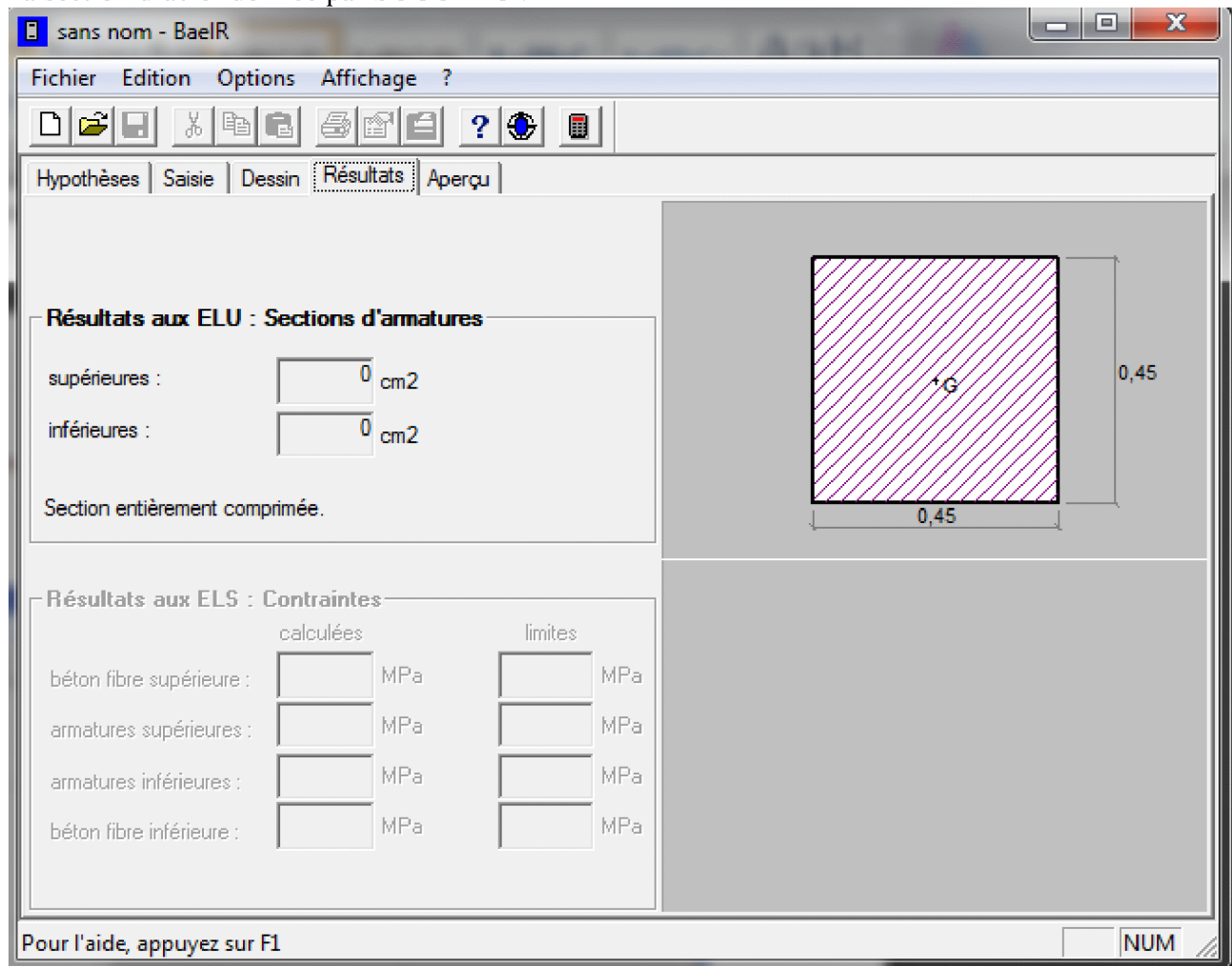
$$A_s' = \frac{M_F - b h f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{261.359 - 0.45 \times 0.45 \times 14.167 \times 10^3 (0.42 - 0.45 \times 0.45)}{348 \times 10^3 (0.42 - 0.03)} = 0.0026 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s' = \frac{1315,54 - 0.45 \times 0.45 \times 14.167 \times 10^3}{348 \times 10^3} = 0.00824$$

b) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

La section d'acier donnée par SOCOTEC :



c) Exemple de calcul manuel :

✓ **Pot 45X45 : Situation accidentelle (G+Q+Ex):**

$$N_u = 692,93 \text{ kN} \longrightarrow M_{cro} = 89,893 \text{ kNm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{89,893}{692,93} = 0.129 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.195 \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 89,893 + 692,93 (0.225 - 0.03) = 225.104 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81c) b h^2 f_{bu} \implies 692,93 (0.42 - 0.03) - 225.104 = 45.1387$$

$$45.1387 \leq 526.526 \implies \text{la condition est vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée $A_s' = 0 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{225.104}{0.45 \times 0.45^2 \times 18.475 \times 10^3} = 0.134$$

$\mu = 0.134 \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu = 0.134 \longrightarrow \beta = 0.689$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{225.104}{0.938 \times 0.42 \times 400 \times 10^3} = 0.0014 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

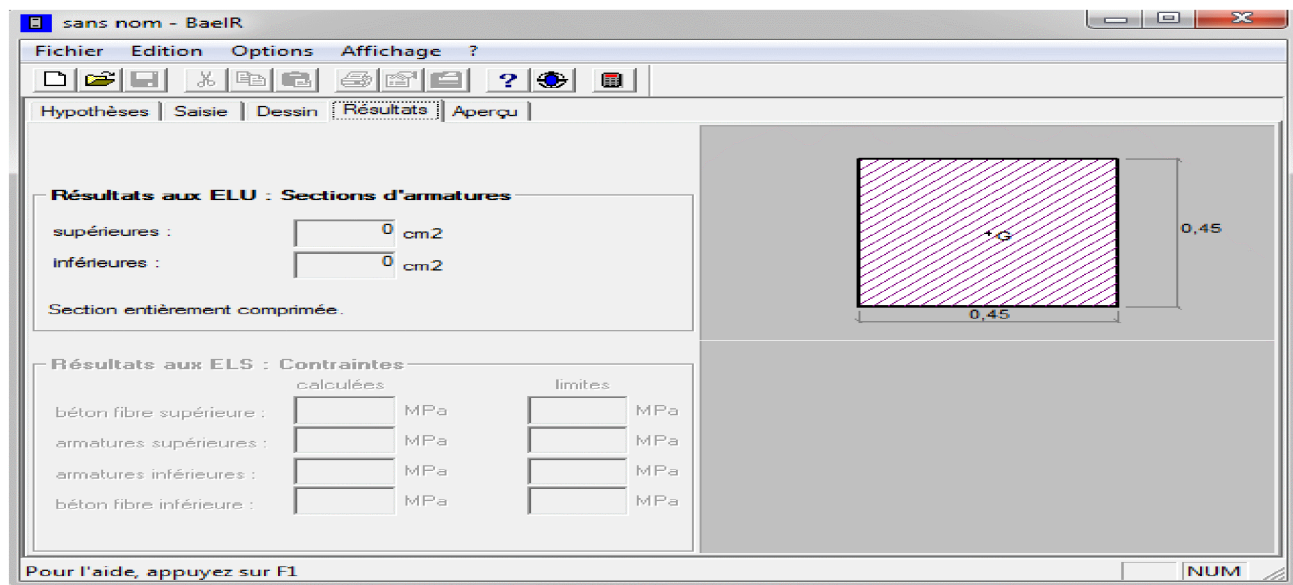
$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.0014 - \frac{225.104}{400 \times 10^3} = 0 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \text{ cm}^2$

d) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

La section d'acier donnée par SOCOTEC :



✓ **Pot 40x40 : Situation accidentelle (G+Q+EY):**

$$N_u = 345,01 \text{ kN} \longrightarrow M_{cro} = 86,668 \text{ kNm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{86,668}{345,01} = 0,25 > \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,145 \implies \text{SPC}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 44,1 + 583,86 (0,2 - 0,03) = 143,35 \text{ kN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) b h^2 f_{bu} \implies \text{la condition est vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Donc les armatures fictives sont :

$$A_s' = \frac{M_f - b h f_{bc} (d - 0,5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{143,35 - 0,4 \times 0,4 \times 18,475 \times 10^3 (0,37 - 0,4 \times 0,4)}{400 \times 10^3 (0,37 - 0,03)} = 0,0035 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s' = \frac{583,86 - 0,4 \times 0,4 \times 18,475 \times 10^3}{400 \times 10^3} - 0,0035 = 0,0024 \text{ cm}^2$$

d) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
 Nom du fichier : sans nom

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. agier/béton : n
 Limite élast. acier : f_e MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN
 Moment fléchissant : M_u kN*m

Coefficients
 durée chargement : ϕ
 sécurité du béton : γ_b
 sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures
 supérieures : cm²
 inférieures : cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Géométrie
 Largeur : b m
 Hauteur : h m
 Pgs. cdg armatures sup. : d' m
 Pgs. cdg armatures inf. : c m

Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM

Les résultats sont :

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

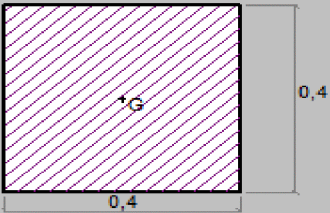
Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : cm²
 inférieures : cm²
 Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM



Remarque :

D'après la comparaison de nos résultats ; on constate que la section d'armature la plus défavorable est trouvée sous la combinaison 0.8G+Ex.

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section (cm ²)	N(KN)	Moment (KN. m)	e (m)	$\frac{h}{2}-e$	Obs.	Asup	Ainf	Ainf	Ferraillage	A adopté (cm ²)
45x45	N _{max} = -1315,54	M _{2cor} = -4,829	0.0036	0.195	SEC	0	0	18.22	4HA20+4HA14	18.71
		M _{3cor} = -30,257	0.02299	0.195	SEC	0	0			
	N _{min} = 1315,54	M _{2cor} = 4,829	0.0036	0.195	SEC	0	0			
		M _{3cor} = 30,257	0.02299	0.195	SEC	0	0			
	N _{cor} = 692,93	M _{2max} = 89,893	0.129	0.195	SEC	0	0			
	N _{cor} = 550,37	M _{3max} = 98,439	0.178	0.195	SEC	0	0			
40x40	N _{max} = -753,12	M _{2cor} = -31,521	0.0418	0.17	SEC	0	0	14.40	8HA16	16.08
		M _{3cor} = -18,946	0.025	0.17	SEC	0	0			
	N _{min} = 538,49	M _{2cor} = 71,036	0.13	0.17	SEC	0	0			
		M _{3cor} = 17,128	0.0318	0.17	SEC	0	0			
	N _{cor} = 400,2	M _{2max} = 77,782	0.19	0.17	SPC	0	1.20			
	N _{cor} = 345,01	M _{3max} = 86,668	0.25	0.17	SPC	0	2.74			
35x35	N _{max} = -349,81	M _{2cor} = -25,874	0.0739	0.145	SEC	0	0	11.025	8HA14	12.31
		M _{3cor} = -21,515	0.061	0.145	SEC	0	0			
	N _{min} = 234,32	M _{2cor} = 23,244	0.098	0.145	SEC	0	0			
		M _{3cor} = 15,927	0.0679	0.145	SEC	0	0			
	N _{cor} = 213,79	M _{2max} = 48,739	0.022	0.145	SEC	0	0			
	N _{cor} = 203,06	M _{3max} = 52,901	0.26	0.145	SPC	0	0.79			

Tableau VI.2 : Ferraillage des poteaux dans les deux sens

VI.2 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 T_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA 2003 art 7.4.2.2)}$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est $\square 1 \square \square 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^2}{\frac{12}{bh}}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

$$l_0 = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 306 = 16,49$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho = 2.5$

VI.2.1 Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone I : } A_t = \frac{2.5 \times 0.07 \times 64.4}{0.45 \times 400000} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{6HA8}$$

$$\text{Zone II : } A_t = \frac{2.5 \times 0.07 \times 56.48}{0.4 \times 400000} = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{6HA8}$$

$$\text{Zone III : } A_t = \frac{2.5 \times 0.07 \times 35.68}{0.35 \times 400000} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{4HA8}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10 \varnothing_1) = \text{min} (45/2 ; 45/2 ; 10 \times 1.2) = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 12 \text{ cm}$$

Où $\varnothing_1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

D'où :

$$\text{Zone I : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 64.4}{0.45 \times 400000} = 1.074 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4.53 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{9HA8}$$

$$\text{Zone II : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 56.48}{0.40 \times 400000} = 1.059 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4.53 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{9HA8}$$

$$\text{Zone III : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 35.68}{0.35 \times 400000} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3.52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{7HA8}$$

VI.2.2 Vérification de la quantité d'armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.3\% St \times b1$$

$$\text{Si } \lambda_g < 3 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.8\% St \times b1$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$b1$: Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

• **En zone nodale ($S_t = 7\text{cm}$) :**

$$\text{➤ Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% St \times b1 = 0.8\% \times 7 \times 45 = 2.52 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$$

$$\text{➤ Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% St \times b1 = 0.8\% \times 7 \times 40 = 2.24 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$$

$$\text{➤ Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% St \times b1 = 0.8\% \times 7 \times 35 = 1.96 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$$

• **En zone courante ($S_t = 12\text{cm}$) :**

$$\text{➤ Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% St \times b1 = 0.8\% \times 12 \times 45 = 4.32 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$$

$$\text{➤ Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% St \times b1 = 0.8\% \times 12 \times 40 = 3.84 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$$

$$\text{➤ Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% St \times b1 = 0.8\% \times 12 \times 35 = 3.36 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange HA8

VI.2.3 Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 50\phi_t^{min} = 50 \times 1.4 = 70\text{cm}$$

VI.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} f_{c28} = 25\text{Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa}$$

• **Poteaux (45x45)**

$$\tau_b = \frac{64.4 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.34 \text{ Mpa} \leq 1.00 \text{ Mpa}$$

• **Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{56.48 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.38 \text{ Mpa} \leq 1.00 \text{ Mpa}$$

• **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{35.68 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.32 \text{ Mpa} \leq 1.00 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VI.3 Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

a) **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 = p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3x l_c^2 - 6nA' \frac{lc - c'}{b} + 6nA \frac{d - lc}{b} \\ q = -2x l_c^3 - 6nA' \frac{(lc - c')^2}{b} + 6nA \frac{(d - lc)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta > 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si : $\Delta < 0 \implies$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{a}{3}\right); y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a=2\sqrt{\frac{p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (Y_1 - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d') - A_s (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max (\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_c} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} bd$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section	Sollicitations	Ns	Ms22 (KN. m)	e (m)	h/6	Nat.	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{a\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{a\ inf}$ (MPa)	σ_s MPa	Amin CNF (cm2)	Aa dop (cm2)	Observatio n
45X45	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	-903,98	-11,44	0,013	0.075	SEC	4,6	3,4	15	67,8	52,2	348	6.77	18.71	condition vérifiée
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	-243,72	0,436	-0,002	0.075	SEC	1,1	1,06	15	16,5	15,9	348	5.52		condition vérifiée
	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-568,93	35,992	-0,063	0.075	SEC	4,4	0,64	15	62,2	13,3	348	4.12		condition vérifiée
40X40	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	-547,93	-22,87	0,042	0.075	SEC	4,59	1,36	15	65,2	24	348	10.76	16.08	condition vérifiée
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	-112,79	0,258	-0,002	0.066	SEC	2,61	0	15	33,5	-29,6	348	5.18		condition vérifiée
	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-311,54	37,296	-0,120	0.066	SEC	4,5	0	15	60,9	-14,5	348	3.05		condition vérifiée
35X35	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-254,99	-18,779	0,074	0.058	SPC	3,61	0	15	49,4	2,75	348	-9.14	12.31	condition vérifiée
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	-7,69	0,384	-0,050	0.058	SEC	0,09	0,01	15	1,26	0,31	348	2.78		condition vérifiée
	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-118,51	33,491	-0,283	0.058	SEC	5,05	0	15	60,9	-82,2	348	1.8		condition vérifiée

Section	Sollicitations	Ns	Ms33 (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	$\sigma_{b\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{b\ inf}$ (Mpa)	σ_{bc} (M pa)	$\sigma_{a\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{a\ inf}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	Amin CNF (cm2)	Aa dop (cm2)	Observation
45X45	Nmax- Mcor	-903,98	-3,844	0,004	0.075	SEC	4,2	3,8	15	62,6	57,4	348	6.99	18.71	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-243,72	0,616	-0,003	0.075	SEC	1,11	1,05	15	16,6	15,8	348	6.58		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-659,92	15,069	-0,023	0.075	SEC	3,71	2,13	15	54	33,6	348	5.72		condition vérifiée
40X40	Nmax- Mcor	-547,93	-13,691	0,025	0.066	SEC	3,94	2,01	15	57	32,3	348	7.31	16.08	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-112,79	0,717	-0,006	0.066	SEC	0,66	0,56	15	9,83	8,54	348	5.00		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-347,94	20,327	-0,058	0.066	SEC	3,33	0,45	15	46,7	10	348	3.67		condition vérifiée
35X35	Mmax-Ncor	-254,99	-15,562	0,061	0.058	SPC	3,47	0,15	15	47,8	6,48	348	4.42	12.31	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-7,69	0,707	-0,092	0.058	SEC	0,13	0	15	1,79	-0,21	348	4.52		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-85,27	21,276	-0,250	0.058	SEC	3,63	0	15	43,6	-60,9	348	3.45		

Tableau VI.4 : vérification a l'ELS dans le sens (3-3)

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau VII.5 : Résultats de ferrailage des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	ferrailage
6, 8, 9	35x35	8HA14
3, 4, 5	40x40	8HA16
RDC, 1, 2	45x45	4HA20 + 4HA14

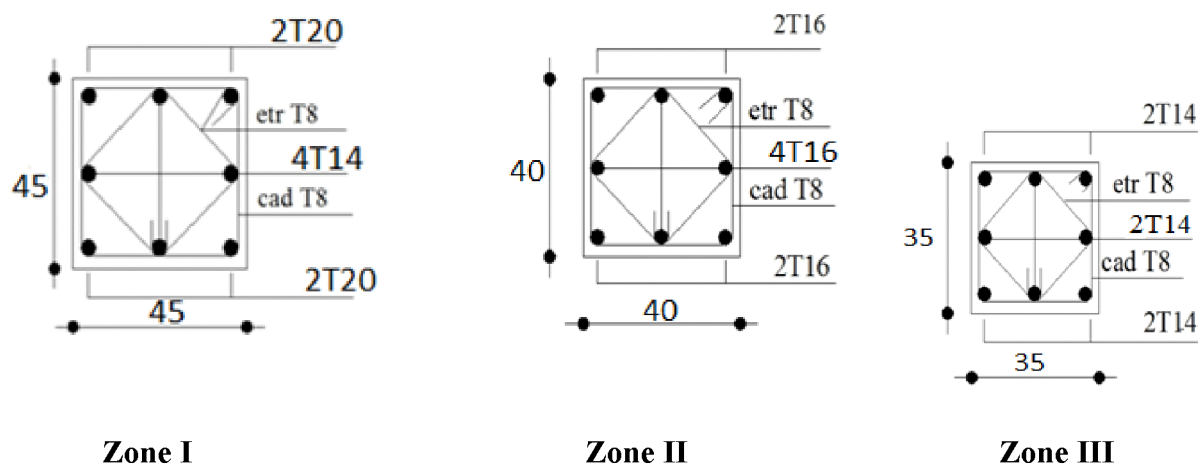


Fig. VI.3 : schémas de ferrailage des poteaux

CHAPITRE 7

Ferraillage des Poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et 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.

➤ **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

VII.1 Recommandation du RPA version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ ***Zone courante :***

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

⇒ ***Zone de recouvrement :***

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 50Φ (zone III)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Φ_l : 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.

Le premier cadre doit être disposé à 5cm 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 :

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.

➤ 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 $\frac{l}{10}$ de la portée.

VII.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

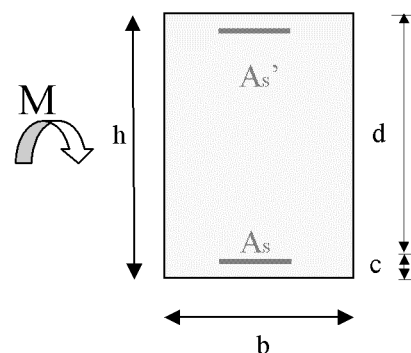
- A_s : La section d'armatures tendues.
- A_s' : La section d'armatures comprimées.

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 :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : M_u : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Pour les **FeE400**

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée

• Section sans armatures comprimées ($A_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

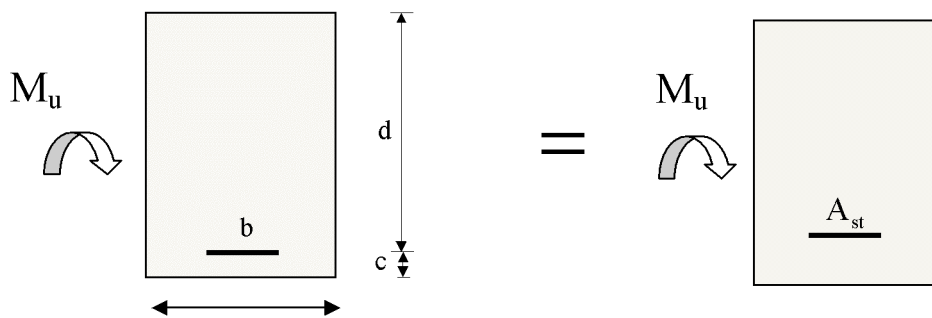


Fig 7.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

• Section avec armatures comprimées ($A_s' \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

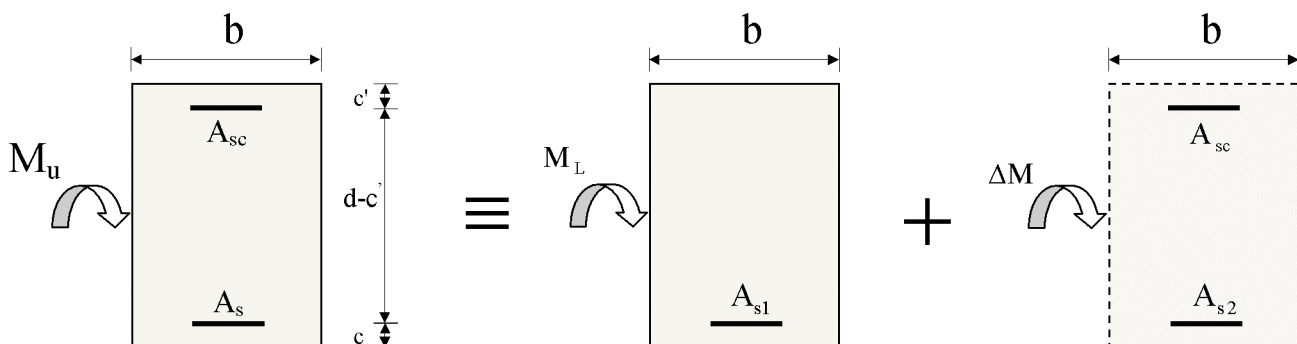


Fig 7.2 : Disposition des armatures SDA

$$As = As_1 + As_2 = \frac{M_L}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$M_L = \mu_l . b . d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M_u - M_L$$

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leurs ferraillage.

- **Répartition de la structure en zone**

Zone 1 : RDC au 2^{ème} étages

Zone 2 : 3^{ème} au 5^{ème} étages

Zone 3 : 6^{ème} au 8^{ème} étages

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VII.3. Ferraillage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

VIII.3.1 Armatures longitudinales :

A. Poutres principales (30x45) :

Ferraillage des poutres principales en travées								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	As adoptée [cm ²]
Zone1	63,439	0,084	SSA	0.956	4.54	6.75	3HA14+3HA12	8,01
zone 2	67,196	0,088	SSA	0.954	4.82	6.75	3HA14+3HA12	8,01
zone 3	82,317	0,110	SSA	0.942	5.97	6.75	3HA14+3HA12	8,01

Tableau 7.1 : ferraillage des poutres principales en travées

Ferrailage des poutres principales aux appuis								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	Obs	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone1	-66,787	0,0592	SSA	0,9695	4,71	6.75	3HA14+3HA14	9,23
zone 2	-75,763	0,0672	SSA	0,9655	5,37	6.75	3HA14+3HA14	9,23
zone 3	-77,104	0,0684	SSA	0,9650	4,95	6.75	3HA14+3HA14	9,23

Tableau VII.2 : ferrailage des poutres principales aux appuis

B. Poutres secondaires (30x40) :

Ferrailage des poutres secondaires en travées								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	Obs	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone1	19,946	0,0342	SSA	0,9830	1,57	6.00	3HA16	6,03
zone 2	35,734	0,0612	SSA	0,9675	2,59	6.00	3HA16	6,03
zone 3	42,761	0,0733	SSA	0,9625	3,13	6.00	3HA16	6,03

Tableau VII.3 : ferrailage des poutres secondaires en travées

Ferrailage des poutres secondaires aux appuis								
Niveau	$M_u^{\max}$	μ	Obs	β	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone1	-76,805	0,132	SSA	0,9365	5,77	6.00	3HA14+3HA12	8,01
zone 2	-83,577	0,143	SSA	0,9225	6,37	6.00	3HA14+3HA12	8,01
zone 3	-69,634	0,119	SSA	0,9365	5,23	6.00	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VII.4 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis

VII.3.2 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposée a **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- Poutres principales (30x45):**

$S_t \leq \min (11.25; 9,6)$ Soit : $S_t = 7$ cm..... En zone nodale.

$S_t \leq \min \left(\frac{45}{2} \right) = 22.5$ cm Soit : $S_t = 15$ cm..... en dehors de la zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,63 \text{ cm}^2$; Soit : 4HA8 = 2,01 cm²..... en zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$; Soit: 4HA8 = 2,01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires (30x40):**

$S_t \leq \min (8,75; 16,8) \text{ cm}$ **Soit** : $S_t = 8 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t \leq \min \left(\frac{35}{2} \right) = 17,5 \text{ cm}$ **Soit** : $S_t = 15 \text{ cm}$ En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,72 \text{ cm}^2$; Soit : 4HA8 = 2,01 cm²..... en zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$; Soit: 4HA8 = 2,01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

➤ **Calcul des espacements** :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm} \right)$

- Poutre principales de (30 x 45): $S_t = 7 \text{ cm}$

-Poutre secondaire de (30 x 40): $S_t = 7 \text{ cm}$, Soit **$S_t = 7 \text{ cm}$**

- **Zone courante** : $S'_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30 x 45): $S_t = 15 \text{ cm}$

-Poutre secondaire de (30 x 40): $S_t = 20 \text{ cm}$ Soit **$S_t = 15 \text{ cm}$**

VII.4 Vérifications à L'ELU :

VII.4.1 Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (30x45):**

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 \leq 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (30x40):**

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \leq 6,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

VII.4.2 Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} ; \quad T_u^{max} : \text{Effort tranchant max ELU}$$

- **Poutres principales (30x45):**

$$\tau_u = \frac{90,01 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,42} = 0,714 \text{ MPa}$$

- **Poutres secondaires (30x40):**

$$\tau_u = \frac{48,15 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 0,433 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (30x45): $0,714 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$

Poutres secondaires (30x40): $0,433 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$

VII.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

- **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \times (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$$

- **Poutres principales (30x45):**

$$90,01 - \frac{75,625}{0,9d} < 0$$

- **Poutres secondaires (30x40):**

$$48,15 - \frac{83,577}{0,9d} < 0$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Sur le béton :**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art A.5.1.32})$$

- **Poutres principales (30x45):**

$$T_u = 90,01 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0,40x \frac{0,9x0,42x0,30x25x10^3}{1,5} = 756 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires (30x40):**

$$T_u = 48,15 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0,40x \frac{0,9x0,37x0,30x25x10^3}{1,5} = 666 \text{ KN}$$

VII.4.4. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15 \text{ MPa Avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\Sigma U} \leq \overline{\tau_{se}} \text{ Avec : } \Sigma U \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- **Poutres principales (30x45):**

$$\Sigma U = (3x3,14x1,4) + (3x3,14x1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90,01x10^3}{0,9x420x24,9} = 0,97 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}}$$

- **Poutres secondaires (30x40):**

$$\Sigma U = (3x3,14x1,4) + (3x3,14x1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48,15x10^3}{0,9x370x24,9} = 0,59 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

VII.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

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

Avec :

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

Pour :les T₁₄ : l_s = 49,38cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l_s, pour les aciers **HA**.

Pour :les T₁₄ : l_a = 19,75cm.

VII.4.6 Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{Et : } H' = \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

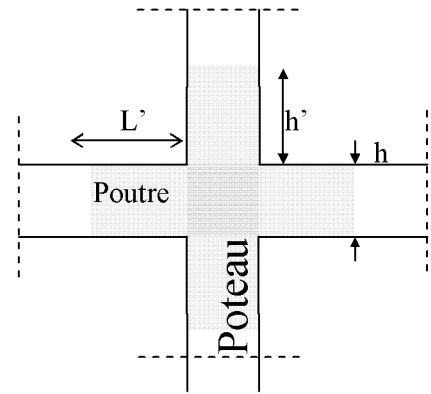
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 64.66; 40; 40; 60\text{cm} \} = 65\text{cm}$

$L' = 2 \times 45 = 90\text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$: poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5cm** au plus du nu d'appui.



Délimitation de la zone nodale

VII.5 Vérification à l'ELS :**VII.5.1 État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VII.5.2 État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \alpha \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \alpha f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \alpha A_s}{b_0 x d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \alpha (1 - \alpha_1)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone1	45,941	8,01	0,633	0,032	0,883	216,41	6,925	15	vérifiée
Zone2	48,666	8,01	0,633	0,032	0,883	229,35	7,339	15	vérifiée
Zone3	60,106	8,01	0,633	0,032	0,883	283,27	9,065	15	vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone1	-59,853	9,23	0,735	0,039	0,876	246,751	9,623	15	vérifiée
Zone2	-66,498	9,23	0,735	0,039	0,876	240,150	9,365	15	vérifiée
Zone3	-75,625	9,23	0,735	0,039	0,876	311,772	12,159	15	vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone1	13,028	6,03	0,542	0,032	0,890	80,918	2,589	15	vérifiée
Zone2	14,599	6,03	0,542	0,032	0,890	90,676	2,901	15	vérifiée
Zone3	16,728	6,03	0,542	0,032	0,890	103,89	3,324	15	vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone1	-21,4	8,01	0,719	0,038	0,877	101,545	3,858	15	vérifiée
Zone2	-25,833	8,01	0,721	0,038	0,877	122,580	4,658	15	vérifiée
Zone3	-28,905	8,01	0,721	0,038	0,877	137,157	5,211	15	vérifiée

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes en appuis à l'ELS PS

VII.5.3 État limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

➤ Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

• Sens des Poutres principales (30x45)

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{510}{1000} + 0,5 = 1,01 = 10mm$

• Sens des Poutres secondaires (30x40)

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{495}{1000} + 0,5 = 0,995 = 10mm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 x \sqrt[3]{25} = 10818,86 MPa$

I_w : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 x I_0}{1 + (\lambda x \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure
(Pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 x d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0,02 x f_{t28}}{5 x \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 x f_{t28}}{4 x \rho x \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σ_s MPa	ρ	λ_v	μ	Io [cm^4]	Ifv	f [cm]	$\bar{f}$ [cm]	Obs
Zone3	60,106	510	10818,866	45	8,01	216,41	0,633	0,0132	0,9933	186140,05	202404,8381	0,672	1,01	verifiée
Zone2	48,666	510	10818,866	45	8,01	229,35	0,633	0,0132	0,9936	186140,05	202406,145	0,544	1,01	verifiée
Zone1	45,941	510	10818,866	45	8,01	283,27	0,633	0,0132	0,9948	186140,05	202411,4696	0,497	1,01	verifiée

Tableau VII.11 : Vérification de la flèche dans les poutres principales

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σ_s MPa	ρ	λ_v	μ	Io [cm^4]	Ifv	f [cm]	$\bar{f}$ [cm]	Obs
Zone3	13,028	495	10818,866	40	8,01	80,918	0,542	0,01549	0,9792	128882,15	140368,3093	0,223	0,995	verifiée
Zone2	14,599	495	10818,866	40	8,01	90,676	0,542	0,01549	0,9915	128882,15	140368,6435	0,258	0,995	verifiée
Zone1	16,728	495	10818,866	40	8,01	103,89	0,542	0,01549	0,9838	128882,15	140368,9783	0,273	0,995	verifiée

Tableau VII.12 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

Conclusion : la flèche est vérifiée.

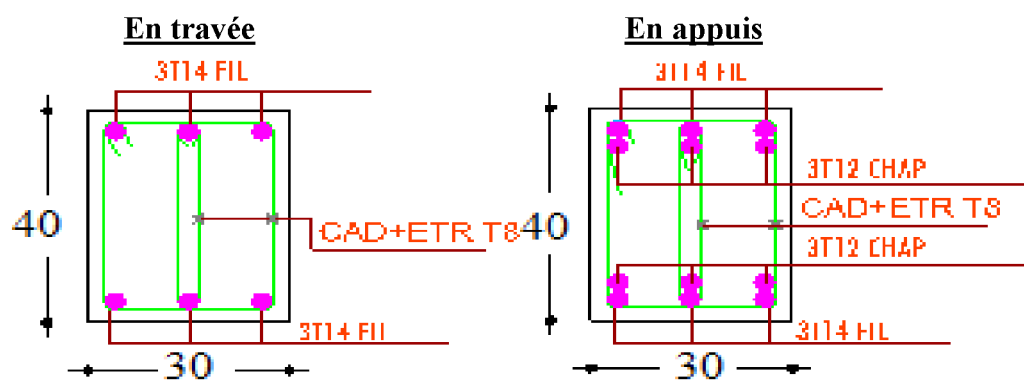


Schéma de ferrailage des poutres secondaires

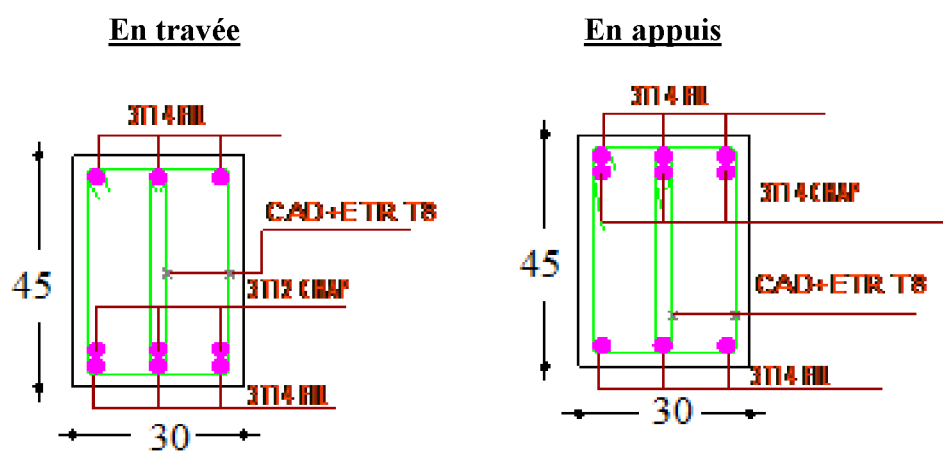


Schéma de ferrailage des poutres principales

CHAPITRE 8

Ferraillage des Voiles

VIII-3) Ferrailage des voiles :**3.1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone I : Du RDC au 2ème étage.
- Zone II : Du 3ème au 5ème étage.
- Zone III : Du 6ème au 8ème étage.

3.2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier **résultat d'étude aux chargements**.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad \text{Avec :}$$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

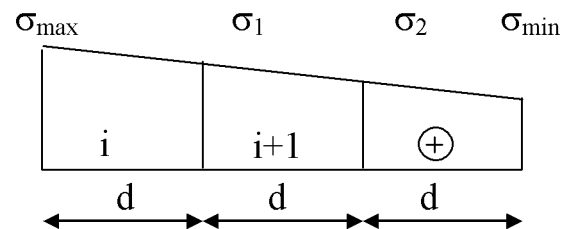
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

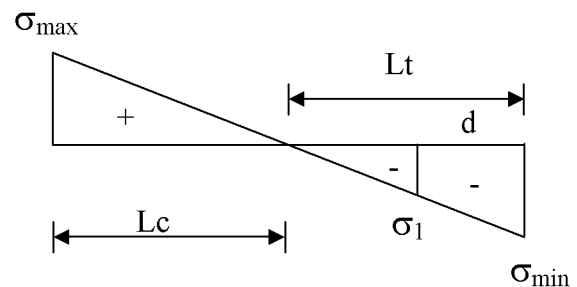


Avec : e (épaisseur du voile).

❖ **Section partiellement comprimée :**

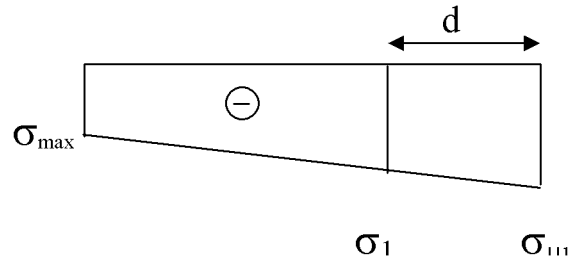
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ *Section entièrement tendue :*

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

**3.3) Détermination des armatures :****a) Armatures verticales :**➤ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa.}$$

○ **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

$$\sigma_{s1} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

○ **Armatures minimales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$

- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{\min} = 0.2 \% B \text{ (cm}^2\text{)}$

Donc :
$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B \right)$$

➤ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = $\frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

○ **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \times B \right)$$

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

- D'après le BEAL 91 :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0,15 \% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

d) Armatures de coutures :(RPA 99ver 2003/Art 7.7.4.3)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

f) Espacement :

D'après **(RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3)** ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1.5 \times e ; 30\text{cm})$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

g) Longueur de recouvrement : (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3)

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h) Diamètre minimal :(RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.1)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

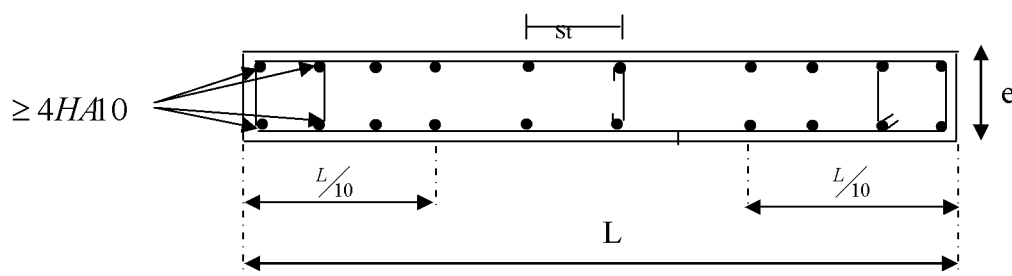


Fig VIII.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

3.4) Vérification à L'ELS :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_{u, calcul}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

• D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

b) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage des voiles VT₁, VT₂, VT₃ de la zone 1 :

b.1) Armatures verticales :

$$L = 2.20 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.44 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 5104.58 \text{ KN/m}^2$$

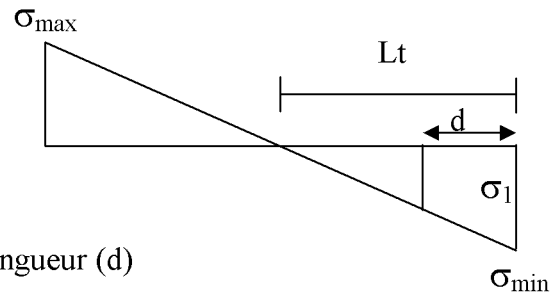
$$\sigma_{\min} = -5104.58 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{5104.58}{5104.58 + 5104.58} \times 2.2 = 1.10 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.20 - 1.10 = 1.10 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)



$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad \text{Avec : } d \leq \min(1.305; 0.73)$$

Soit : $d = 0.73 \text{ m}$.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1.10 - 0.73) \times (5104.58)}{1.10} = 1717.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(L_t - 2d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1.10 - 2 \times 0.73) \times (5104.58)}{1.10} = -1670.59 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5104.58 + 1716.99}{2} \times 0.73 \times 0.2 = 497.97 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1716.99}{2} \times 0.73 \times 0.2 = 125.34 \text{ KN}$$

- Section partiellement comprimée :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

$$A_{v1} = \frac{497.97 \times 10}{400} = 12.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{125.34 \times 10}{400} = 3.13 \text{ cm}^2$$

b.2) Armatures minimales :

$$\begin{aligned}
 A_{\min} &= \max \left(0.2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\
 &= \max (8.8 \text{ cm}^2, 23.1 \text{ cm}^2) \\
 A_{\min} &= 23.1 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface du voile /nappe est :

Soit : 11HA12 $A_{\min} = 11.55 \text{ cm}^2 / \text{bande}$

Donc pour le voile de 2.20 m de longueur on adopte : **14HA12 = 15,82 cm²/ nappe** .

b.3) Armatures horizontales :

$$\begin{aligned}
 A_h &\geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right) \\
 A_h &\geq \max \left(\frac{12.73}{4}; 0.15 \% \times 220 \times 20 \right)
 \end{aligned}$$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot 220 \times 20 = 6.6 \text{ cm}^2$

Soit : 13HA10 = 10.14 cm²/ml

Avec : St = 20cm

b.4) Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

b.5) Armature de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

$$\begin{aligned}
 A_{vj} &= 1.1 \times \frac{1.4 \times 45.44 \times 10}{400} \\
 A_{vj} &= 1.25 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm²**

Vérification a ELS :**a) Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{32.38 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2200} = 0.082 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

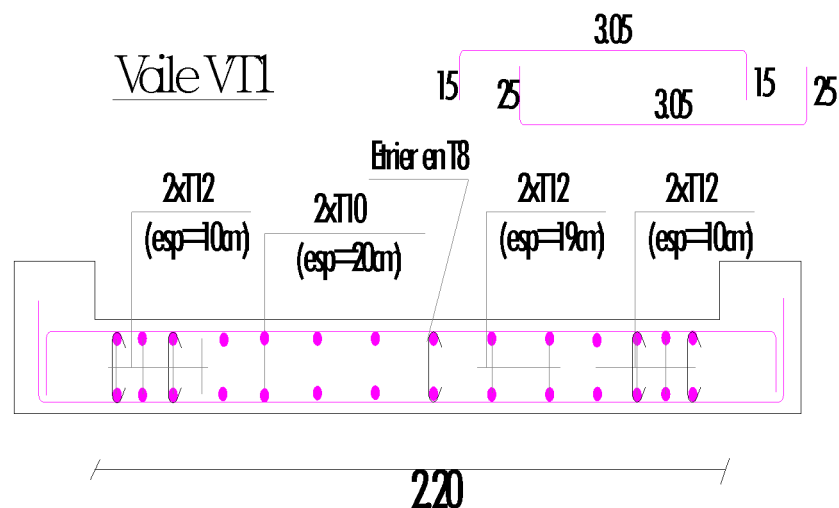
$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{1.4 \times 32.38 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2200} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

b) Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1850.12 \times 10^3}{200 \times 2200 + 15 \times 20.1 \times 10^2} = 3.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

➤ Exemple de calcul voile VTL2

➤ *Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants : VT1 et VT2*

			Zone1	Zone2	Zone3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,2	2,25	2,3	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	S (m²)		0,44	0,45	0,46	
	I (m4)		0,18	0,19	0,20	
	Vu (KN)		32,38	53,31	58,98	
	Ns (KN)		1850,12	1338,04	707,62	
	σmax (KN/m²)		5104,58	2272,62	1225,1	
	σmin (KN/m²)		5104,58	2272,62	1225,1	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lt (m)		1,10	1,13	1,15	
	Lc (m)		1,10	1,13	1,15	
	d (m)		0,730	0,750	0,767	
	σ1 (KN/m²)		1717,00	757,54	408,37	
	σ2 (KN/m²)		-1670,59	-757,54	-408,37	
	N1 (KN)		497,97	227,26	125,23	
	N2 (KN)		125,34	56,82	31,31	
	Armatures minimales	Amin (cm²)/NAPPE		23,1	23,625	24,15
	Armatures verticales	Av1 (cm²)/NAPPE		12,45	5,68	3,13
Av2 (cm²)/NAPPE		3,13	1,42	0,78		
Armatures de coutures	Avj (cm²)		1,25	2,05	2,27	
Armatures verticales adoptées	Amin (cm²) /nappe		11,55	11,81	12,08	
	A adoptée (cm²)		15,82	15,82	15,82	
	Choix des barres/bande		2×14HA12	2×14HA12	2×14HA12	
	Sv (cm)		10	10	10	
	Avj adoptée		4,52	4,52	4,52	
	Choix de la section(Avj)		4HA12	4HA12	4HA12	
Armatures horizontales totales	AH (cm²) totale		6,6	6,75	6,9	
	AH adoptée (cm²)		10,14	10,14	10,14	
	Choix de la section		13AH10	13HA10	13HA10	
	Espacement St (cm)		20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm²)		04 épingles de HA8 / m²			
verification	τu = 5 MPa	τu	0,082	0,132	0,146	
	tb= 5 Mpa	tb	0,114	0,184	0,199	
	σbc =15MPa	σbc	3,795	2,690	1,394	

➤ **Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants : VT3 et VT4**

Zone			Zone 1	Zone2	Zone3	
Caractéristiques	L (m)		2,425	2,45	2,475	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
géométriques	S (m²)		0,485	0,49	0,495	
	I (m4)		0,24	0,25	0,25	
	Vu (KN)		70,03	72,06	85,58	
	Ns (KN)		1750,11	1221,21	647,32	
	σmax (KN/m²)		6128,06	2182,53	1377,7	
	σmin (KN/m²)		6128,09	2182,53	1377,7	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lt (m)		1,21	1,23	1,24	
	Lc (m)		1,21	1,23	1,24	
	d (m)		0,730	0,817	0,825	
	σ1 (KN/m²)		2438,61	727,51	459,23	
	σ2 (KN/m²)		-1250,87	-727,51	-459,23	
	N1 (KN)		625,37	237,65	151,55	
	N2 (KN)		178,02	59,41	37,89	
	Armatures minimales	Amin (cm²)/NAPPE		25,4625	25,725	25,9875
	Armatures verticales	Av1 (cm²)/NAPPE		15,63	5,94	3,79
Av2 (cm²)/NAPPE		4,45	1,49	0,95		
Armatures de coutures	Avj (cm²)		2,70	0,03	0,03	
Armatur verticales adoptées	Amin (cm²) /nappe		12,73	12,8625	12,99375	
	A adoptée (cm²)		15.82	15.82	15.82	
	Choix des barres		2×14HA12	2×14HA12	2×14HA12	
	Sv (cm)		10	10	10	
	Avj adoptée		4,52	4,52	4,52	
	Choix de la section(Avj)		4HA12	4HA12	4HA12	
Armatures horizontales totales	AH (cm²) totale		7,275	7,35	7,425	
	AH adoptée (cm²)		10,14	10,14	10,14	
	Choix de la section		13AH10	13HA10	13HA10	
	Espacement St (cm)		20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm²)		04 épingles de HA8 / m²			
	τu = 5 M Pa	τu	0,16	0,18	0,21	
	τb = 5 M Pa	τb	0,22	0,23	0,27	
	σbc =15MPa	σbc	3,31	2,20	1,19	

➤ *Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants : VT5 et VT6*

	Zone		Zone1	Zone2	Zone3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,775	2,8	2,825	
	e (m)		0,2	0,2	0,2	
	S (m²)		0,555	0,56	0,565	
	I (m4)		0,36	0,37	0,38	
	Vu (KN)		111,49	60,44	153,69	
	Ns (KN)		757,26	2645,67	1442,91	
	σmax (KN/m²)		5977,14	2973,68	1653,37	
	σmin (KN/m²)		5977,14	3536,46	2294,17	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lt (m)		1,39	1,52	1,64	
	Lc (m)		1,39	1,28	1,183210366	
	d (m)		0,925	0,925	0,789	
	σ1 (KN/m²)		1992,38	1385,79	1191,92	
	σ2 (KN/m²)		-1992,38	-764,88	89,68	
	N1 (KN)		737,18	403,25	224,44	
	N2 (KN)		184,30	128,19	94,02	
	Armatures minimales	Amin (cm²)/NAPPE		29,1375	29,4	29,6625
	Armatures verticales	Av1 (cm²)/NAPPE		18,43	10,08	5,61
Av2 (cm²)/NAPPE		0,04	3,20	2,35		
Armatures de coutures	Avj (cm²)		4,292365	0,0232694	0,05917065	
Armatures verticales adoptées	Amin (cm²) /nappe		14,56875	14,7	14,83125	
	A adoptée (cm²)		24,62	24,62	24,62	
	Choix des barres		2×16HA14	2×16HA14	2×16HA14	
	Sv (cm)		10	10	10	
	Avj adoptée		4,52	4,52	4,52	
	Choix de la section(Avj)		4HA12	4HA12	4HA12	
Armatures horizontales totales	AH (cm²) totale		8,325	8,4	8,475	
	AH adoptée (cm²)		10,14	10,14	10,14	
	Choix de la section		13AH10	13HA10	13HA10	
	Espacement St (cm)		20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm²)		04 épingles de HA8 / m²			
	τu = 5 MPa	τu	0,22	0,15	0,38	
	tb = 5 MPa	tb	3,12	3,44	3,48	
	σbc =15MPa	σbc	1,24	4,31	2,33	

➤ *Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants : VL1, VL2, VL3, VL4, VL5 et VL6*

	Zone		Zone1	Zone2	Zone3
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,075	1,1	1,125
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	S (m ²)		0,215	0,22	0,225
	I (m ⁴)		0,02	0,02	0,02
	Vu (KN)		1,42	1,45	2,72
	Ns (KN)		3642,62	2622,8	1413,64
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)		6741,91	3406,58	3715,62
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)		4341,91	5202,2	4275,35
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		0,42	0,66	0,60
	Lc (m)		0,65	0,44	0,523099511
	d (m)		0,436	0,443	0,349
	σ_1 (KN/m ²)		-152,70	1734,07	1798,27
	σ_2 (KN/m ²)		-4647,30	-1734,07	-678,81
	N1 (KN)		287,24	227,81	192,29
	N2 (KN)		-6,66	76,84	62,71
Armatures minimales	Amin (cm ²)/NAPPE		11,2875	11,55	11,8125
Armatures verticales	Av1 (cm ²)/NAPPE		7,18	5,70	4,81
	Av2 (cm ²)/NAPPE		-0,17	1,92	1,57
Armatures de coutures	Avj (cm ²)		0,05467	-0,055825	0,10472
Armatures verticales adoptées	Amin (cm ²) /nappe		5,64375	5,775	5,90625
	A adoptée (cm ²)		12,3	12,3	12,3
	Choix des barres		2×8HA14	2×8HA14	2×8HA14
	Sv (cm)		10	10	10
	Avj adoptée		4,52	4,52	4,52
	Choix de la section(Avj)		4HA12	4HA12	4HA12
Armatures horizontales totales	AH (cm ²) totale		3,225	3,3	3,375
	AH adoptée (cm ²)		10,14	10,14	10,14
	Choix de la section		13AH10	13HA10	13HA10
	Espacement St (cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptée (cm ²)		04 épingles de HA8 / m²		
	$\tau_u = 5$ MPa	τ_u	0,01	0,00	0,01
	$t_b = 5$ MPa	t_b	0,10	4,88	2,67
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	14,46	-5,00	10,61

➤ *Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants : VL7, VL8*

	Zone		Zone1	Zone2	Zone3
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,675	2,7	1,725
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	S (m ²)		0,392	0,54	0,345
	I (m ⁴)		0,13	0,33	0,09
	Vu (KN)		2,37	2,23	4,7
	Ns (KN)		3354,07	2422,77	1307,23
	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)		3500,59	2861,48	2743,25
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)		3500,59	3620,86	2743,25
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1.34	1,29	0,86
	Lc (m)		1.34	1,41	0,8625
	d (m)		0,653	0,795	0,575
	σ_1 (KN/m ²)		3166,86	1713,21	914,42
	σ_2 (KN/m ²)		-3166,86	-194,45	-914,42
	N1 (KN)		827,61	363,49	210,32
	N2 (KN)		206,90	136,13	52,58
Armatures minimales	Amin (cm ²)/NAPPE		16.74	10.8	10.5
Armatures verticales	Av1 (cm ²)/NAPPE		10,40	8.40	5,26
	Av2 (cm ²)/NAPPE		2.82	1.68	1,31
Armatures de coutures	Avj (cm ²)		0,091245	0,085	0,18
Armatures verticales adoptées	Amin (cm ²) /nappe		8.37	5.40	5.25
	A adoptée (cm ²)		15.82	15,82	15,82
	Choix des barres		2×12HA12	2×14HA12	2×10HA12
	Sv (cm)		10	10	10
	Avj adoptée		4,52	4,52	4,52
	Choix de la section(Avj)		4HA12	4HA12	4HA12
Armatures horizontales totales	AH (cm ²) totale		5,88	8,1	5,175
	AH adoptée (cm ²)		10,14	10,14	10,14
	Choix de la section		13AH10	13HA10	13HA10
	Espacement St (cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptée (cm ²)		04 épingles de HA8 / m²		
	$\tau_u = 5$ MPa	τ_u	0,01	0,01	0,01
	$t_b = 5$ MPa	t_b	0,09	4,6	4,08
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	5,63	3,12	2,33

CHAPITRE 9

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans. On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

- **Fondation profondes :**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

- ❖ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.1 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.

- La facilité d'exécution.
- L'économie.

IX.2 Pré-dimensionnement des fondations :

IX.2.1 Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{sev}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétique des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow K = \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{sev}}{08.\sigma_{sol}}} \quad \text{Avec : } \sigma_{sol} = 2 \text{ bar à une profondeur de 1.5m.}$$

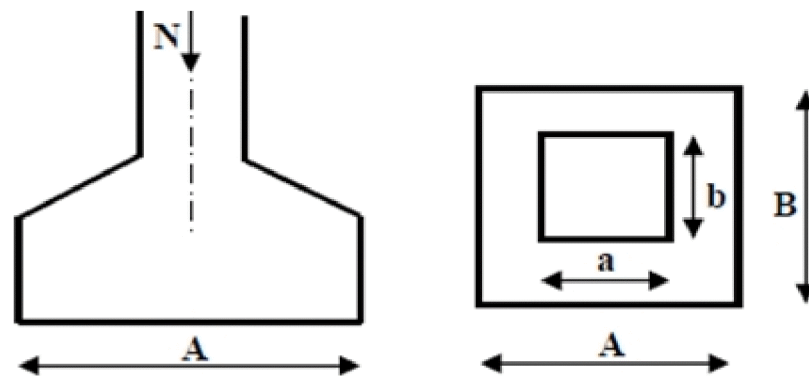


Fig.X.1 Schémas de ferrailage de la semelle isolée

IX .2.2 Exemple de calcul :

$$N_{sev} = 1315.54 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KM/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1315.54}{08.200}} = 2.88 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.86 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX.2.3 Semelles filantes :**a) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_{sev}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} . L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- Tableau IX.1 semelles filantes sous voiles (sens transversal)**

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	1850,12	2.65	3.49	9.25
VT ₁	1850,12	2.65	3.49	9.25
VT ₂	1750,11	2.65	3.30	8.75
VT ₂	1750,11	2.65	3.30	8.75
VT ₃	1843,20	3	3.07	9.21
VT ₃	1843,20	3	3.07	9.21
				54.42

- Tableau IX.2 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	1140,62	1.3	4.39	5.70
VL ₁	1140,62	1.3	4.39	5.70
VL ₁	1140,62	1.3	4.39	5.70
VL ₁	1140,62	1.3	4.39	5.70
VL ₁	1140,62	1.3	4.39	5.70
VL ₁	1140,62	1.3	4.39	5.70
VL ₂	1692,07	2.9	2.91	8.44
VL ₂	1692,07	2.9	2.91	8.44
				51.08

$$S_v = \sum S_i = 105.50 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

Les semelles est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

- 1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- 2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$
- 3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$4- \text{Détermination de la largeur de la semelle } B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

$$5- \text{Détermination de la hauteur de la semelle : } \frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique longitudinal (C-C), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
1	341.65	-0.448	2.475	845.48
2	577.34	0.250	7.425	4286.75
3	840.38	-2.409	11.425	9601.34
4	791.29	2.329	-2.475	-1958.44
5	574.69	5.332	-7.425	-4267.07
6	345.52	0.483	-11.425	-3947.56
somme	3479.87	6.433		4560.50

Tableau IX.4 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3479.87 \text{ KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.85 \leq \frac{20.5}{6} = 3.41 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3479.87}{20.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.85}{20.5} \right) = 211.98 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3479.87}{20.5} \left(1 - \frac{6 \times 0.85}{20.5} \right) = 125.51 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3479.87}{20.5} \left(1 + \frac{3 \times 0.85}{20.5} \right) = 190.86 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{190.86}{200} = 0.95 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,00 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1,00 \times 20.5 = 20.50 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 20.5 \times 3 + 105.50 = 167 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : 269.12 m^2

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{167}{269.12} = 0.62 \quad \Longrightarrow \quad 62\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 62% de la surface du bâtiment.

✓ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

IX.3 Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en 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.

IX.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

✓ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une hauteur de dalle **$h_d = 40 \text{ cm}$** .

✓ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

✓ **condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.10\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.07\text{m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $h_n = 110 \text{ cm}$.

-La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \implies 0.4 \times 110 \leq b_n \leq 0.7 \times 110 = 44\text{cm} \leq b_n \leq 77 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 60 \text{ cm}$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n = 110 \text{ cm}$ hauteur de la nervure
- $h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle
- $b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

IX.3.2 Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$\mathbf{A \text{ l'ELU}} : 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 22185,55 + 1.5 \times 3840,68 = 35711.51 \text{ KN}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELS}} : G + Q = 22185,55 + 3840,68 = 26026.23 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\mathbf{ELU:} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{35711.51}{1,33 \times 200} = 134.25 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{ELS:} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{26026.23}{1,33 \times 200} = 97.84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 134.25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 269.12 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 134.25 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque 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 :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30\text{ cm}\right) = 55\text{ cm}$$

Soit un débord de **$L_{deb} = 55\text{ cm}$** .

onc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = 269.12 + 0,55 \times (23.20 + 11.60) = 288.26\text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{rad} = 288.26\text{ m}^2$

$$S_{rad} = 288.26\text{ m}^2$$

IX.3.3 Détermination des efforts à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

Poids de bâtiment : $G = 22185,55\text{ KN}$

- Poids de radier :**

$G_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$$P_{dalle} = (288.26 \times 0.40) \times 25 = 2882.6\text{ KN}$$

$$P_{dalle} = 2882.6\text{ kn}$$

Poids de la nervure : $P_{nerv} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L_n \cdot \rho_b$

$$P_n = [(0.60 \times (0.70) \times 23.20 \times 7) + (0.60 \times (0.70) \times 11.60 \times 7)] \times 25$$

$$P_n = 2557.78\text{ KN}$$

- Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,60 \times 23.20 \times 7) + (0,6 \times 11.60 \times 7) = 97.44\text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(288.26 - 97.44) \times (1.1 - 0.40)] \times 17 = 2270.75\text{ KN}$$

$$P_{tvo} = 2270.75\text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 288.26 \times 0,1 \times 25 = 720.65 \text{KN. } (e_p = 10 \text{cm}).$$

$$P_{df} = 720.65 \text{KN}$$

$$G_{rad} = 2882.6 + 2557.78 + 2270.75 + 720.65 = 8431.78 \text{KN}$$

$$G_{rad} = 8431.78 \text{KN}$$

- b) **Charges d'exploitation :**

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 3840,68 \text{KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2.5 \times 288.26 = 720.65 \text{ KN}$$

- c) **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 8431.78 + 22185,55 = 30617.33 \text{KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 3840,68 + 720.65 = 4561.33 \text{ KN}$$

- Combinaisons d'action :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 35711.51 \text{KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 26026.23 \text{ KN}$$

IX .3.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 11.60 \text{m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5.80 \text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b x h^3}{12} = \frac{23.75 \times 12.15^3}{12} = 3549.86 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b x h^3}{12} = \frac{12.15 \times 23.75^3}{12} = 13563.94 \text{ m}^4$$

IX .3.5 Vérifications:**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$, $d=0,9 h_d=0,9 \times 40=36 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{35711,51 \times 1}{288,26} \times \frac{5,10}{2} = 315,91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{315,91}{1 \times 0,36 \times 1000} = 0,88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) 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

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

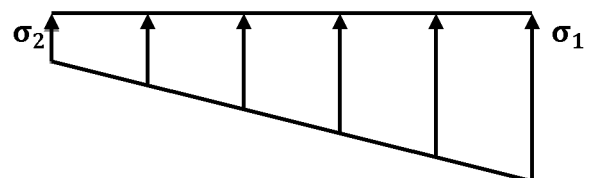


Fig. X.2 : Diagramme des contraintes

Avec
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 35711.51 \text{ KN}$$

$$N_s = 26026.23 \text{ KN}$$

- **Sens longitudinal**

✓ **ELU:**

$$M_x = 53491.569 + (35749.88 \times 1.1) = 89623.78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{35711.51}{288.26} + \frac{89623.78}{13563.94} \times 11.60 = 200.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{35711.51}{288.26} - \frac{89623.78}{13563.94} \times 11.60 = 46.23 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200.53 + 46.23}{4} = 161.95 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS:**

✓

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{26026.23}{288.26} + \frac{89623.78}{13563.94} \times 11.60 = 97.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{26026.23}{288.26} - \frac{89623.78}{13563.94} \times 11.60 = 82.62 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 97.95 + 82.62}{4} = 94.11 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversale**

$$M_y = 50426.71 + (2042.42 \times 1.1) = 52668.213 \text{ KN.m}$$

✓ **ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{35711.51}{288.26} + \frac{89623.78}{13563.94} \times 5.80 = 162.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{35711.51}{288.26} - \frac{89623.78}{13563.94} \times 5.80 = 85.56 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 162.20 + 85.56}{4} = 143.04 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{26026.23}{288.26} + \frac{89623.78}{13563.94} \times 5.80 = 128.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{26026.23}{288.26} - \frac{89623.78}{13563.94} \times 5.80 = 51.96 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 128.61 + 51.96}{4} = 109.44 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0.45+0.45+2 \times 1.1) \times 2 = 6.2 \text{ m}$$

$$\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6.2 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 7956.66 \text{ KN}$$

$$N_u = 1154.39 \leq \overline{N_u} = 7956.66 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$\mu_c = (a' + b') \times 2 = (a+b+2h) \times 2 = (0.2+1+2 \times 1.1) \times 2 = 6.8 \text{ m}$$

$$\overline{N_u} = \frac{0.07 \times 6.8 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 8726.67 \text{ KN}$$

$$N_u = -4994.46 \leq \overline{N_u} = 8726.67 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX .4 Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL

❖ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4 \implies$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1 \implies$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les

Calculs le panneau le plus sollicité.

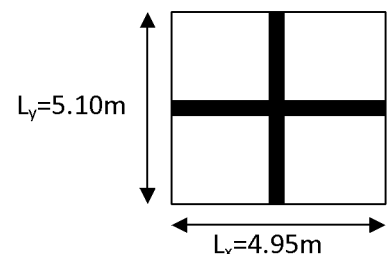
❖ Identification du panneau le plus sollicité

$L_x = 4.95 \text{ m}$; $L_y = 5.10 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.95}{5.10} = 0.97$$

$0.4 < \rho \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



$$\text{ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{s_{\text{rad}}} = (161.95 - 1.35 \frac{8431.78}{288.26}) \times 1\text{m} = 122.46 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{s_{\text{rad}}} = (94.11 - 1.35 \frac{8431.78}{288.26}) \times 1\text{m} = 77.34 \text{KN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x , M_y

$$\rho = 0.97 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0.0393 \times 122.46 \times 5.10^2 = 125.17 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.934 \times 125.17 = 72.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau des nervures, les moments Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

IX .4.1 Ferrailage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 125.17 \times 0.5 = \mathbf{62.58 \text{ KN.m.}}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 125.17 \times 0.75 = \mathbf{93.87 \text{ KN.m}}$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62.58 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.016 \quad \beta_u = 0.992$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{62.58 \times 10^3}{0.992 \times 54 \times 348} = 3.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 3.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 20\text{cm}$$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{93.87 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.051 \quad \beta_u = 0.989$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{93.87 \times 10^3}{0.989 \times 54 \times 348} = 5.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 5.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

IX .4.2 Ferraillage dans le sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 72.23 \times 0.5 = 36.15 \text{ KN.m.}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 72.23 \times 0.75 = 54.17 \text{ KN.m}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36.15 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.008 \quad \beta_u = 0.996$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{36.15 \times 10^3}{0.996 \times 54 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $\text{St} = 20\text{cm}$

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54.17 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.014 \quad \beta_u = 0.993$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{54.17 \times 10^3}{0.993 \times 54 \times 348} = 2.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{au} = 2.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}14\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $\text{St} = 20\text{cm}$

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit Inferieur

IX.4.3 Vérification à l'E.L.U :

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$\delta_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 60 \times \left(\frac{3-0.97}{2} \right) = 4.872 \text{ cm}^2$$

Tableau IX.5 : vérification de la section minimale

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	7.69	4.872	Condition Vérifiée
		10.05		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5.65		Condition Vérifiée
		7.69		Condition Vérifiée

IX.4.4 Calcul et vérification à l'E.L.S :**➤ Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\rho = 0.97 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0.954 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0.0467 \times 72.23 \times 5.10^2 = 87.73 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.954 \times 87.73 = 83.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 87.73 \times 0.5 = 43.86 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 87.73 \times 0.75 = 65.79 \text{ KN.m}$.

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 83.69 \times 0.5 = 41.84 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 83.69 \times 0.75 = 62.76 \text{ KN.m}$

➤ Vérification des contraintes dans le béton

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

Sens x-x :**• Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{62.58}{43.86} = 1.43 \quad \text{et } \mu = 0.01892 \rightarrow \alpha = 0.0238$$

$$\alpha = 0.0238 < \frac{1.43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.465 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{93.87}{65.79} = 1.42 \quad \text{et } \mu = 0.0189 \rightarrow \alpha = 0.0523$$

$$\alpha = 0.023 < \frac{1.42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IX .5 Ferrailage du débord :

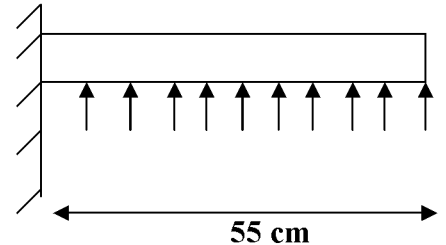
Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur

ELU: $q_{um} = 122.46 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um}xL^2}{2} = \frac{122.46 \times 0.55^2}{2} = 18.52 \text{ KN.}$$

ELU: $q_{sm} = 122.46 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{sm}xL^2}{2} = \frac{77.34 \times 0.55^2}{2} = 11.69 \text{ KN. m}$$



➤ **Calcul des armatures :**

A) Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 54 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.52 \times 10^3}{100 \times 54^2 \times 14.2} = 0.0044 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.0044 \implies \beta_u = 0.998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{18.54 \times 10^3}{0.998 \times 54 \times 348} = 0.988 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 0.988 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

X.5.1 Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 54 \times 2.1}{400} = 6.520 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.3520 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IX.5.2 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{18.52}{11.69} = 1.58 \text{ et } \mu = 0.021 \rightarrow \alpha = 0.026$$

$$\alpha = 0.026 < \frac{1.58 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.54 \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

IX.6 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens, qui sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées
 $h = 110 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Détermination des efforts :

➤ **Sens x-x :**

ELU : $q_u = 122.46 \text{ KN/m}$

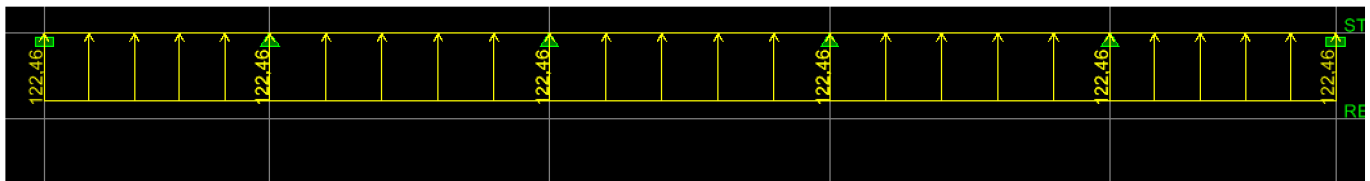


Fig. IX.3 Le chargement à ELU.

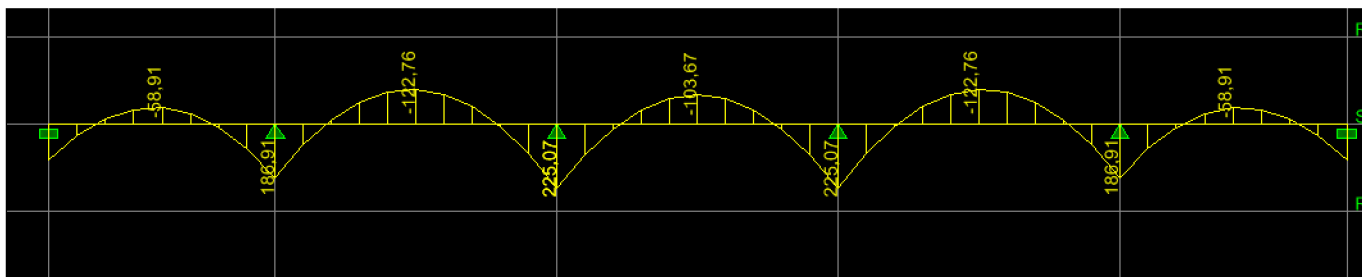


Fig. IX.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

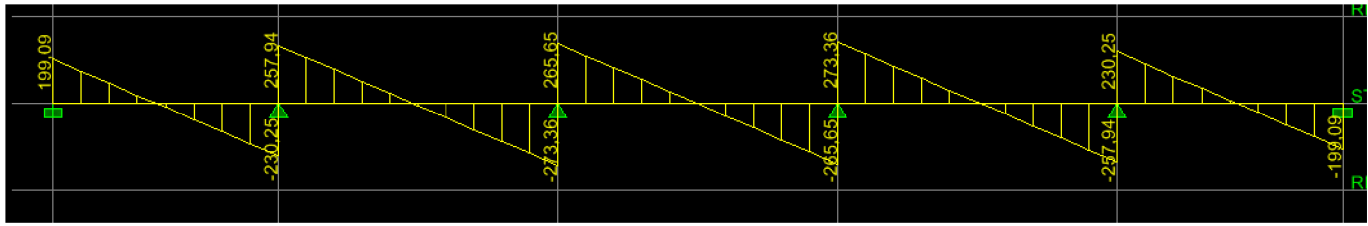


Fig. IX.5 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s = 77.34 \text{ kN/m}$

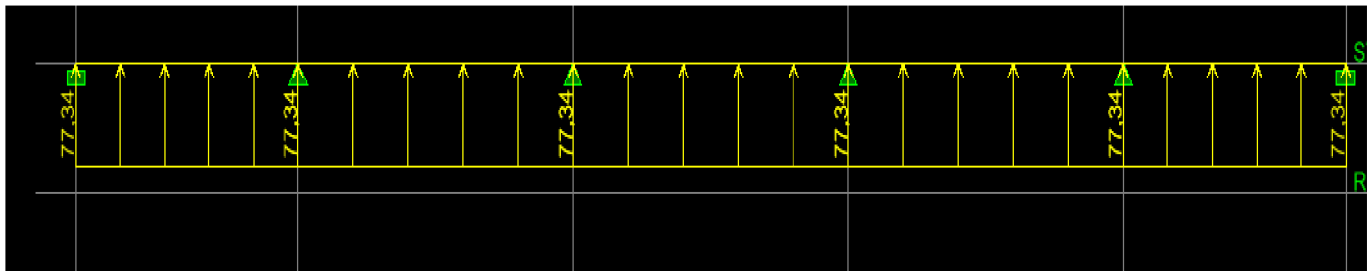


Fig IX.6 .Le chargement à ELS

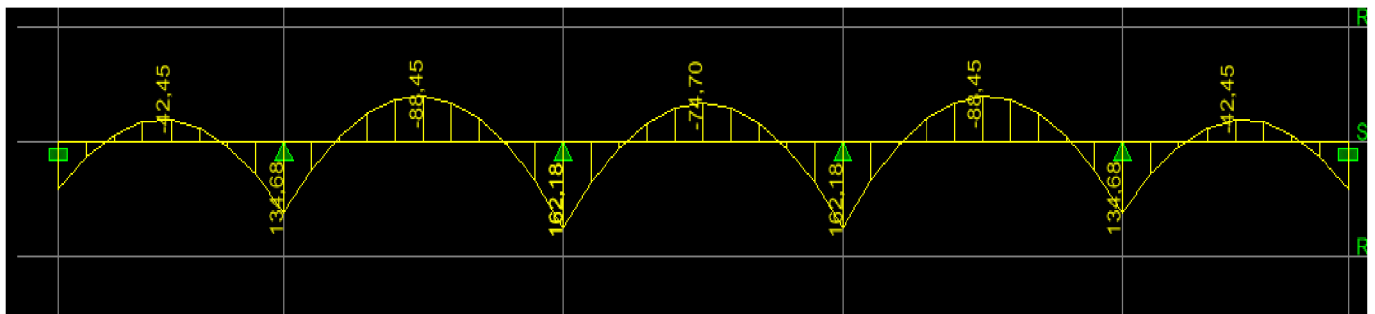


Fig. IX.7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

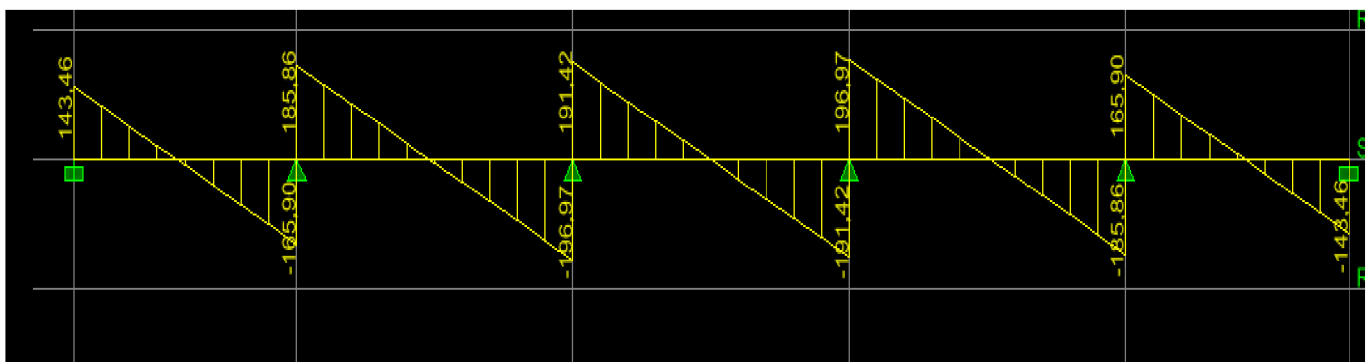


Fig. IX.8 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➤ Sens y-y :

ELU : $q_u = 122.46 \text{ KN/m}$

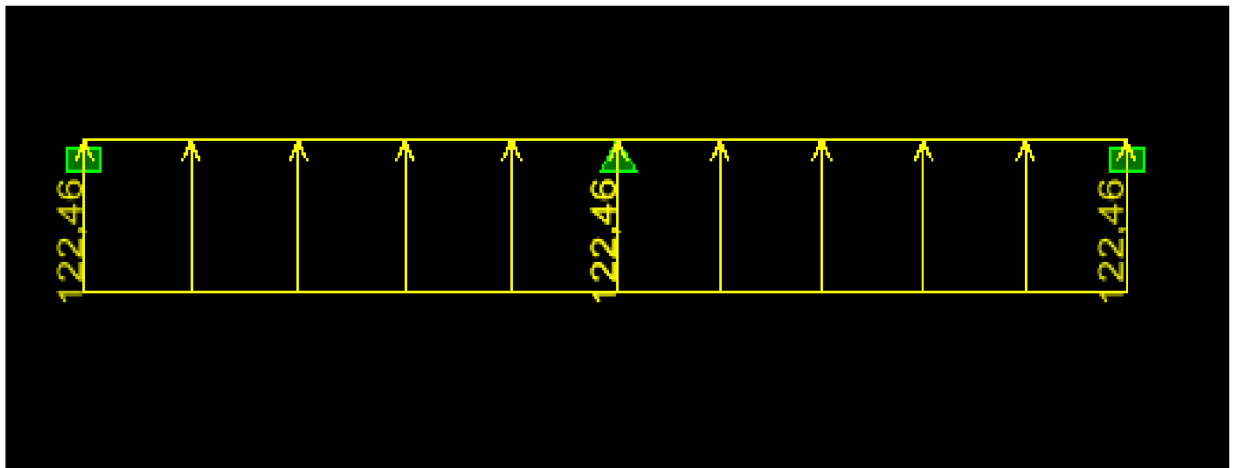


Fig. IX.9 Le chargement à ELU.

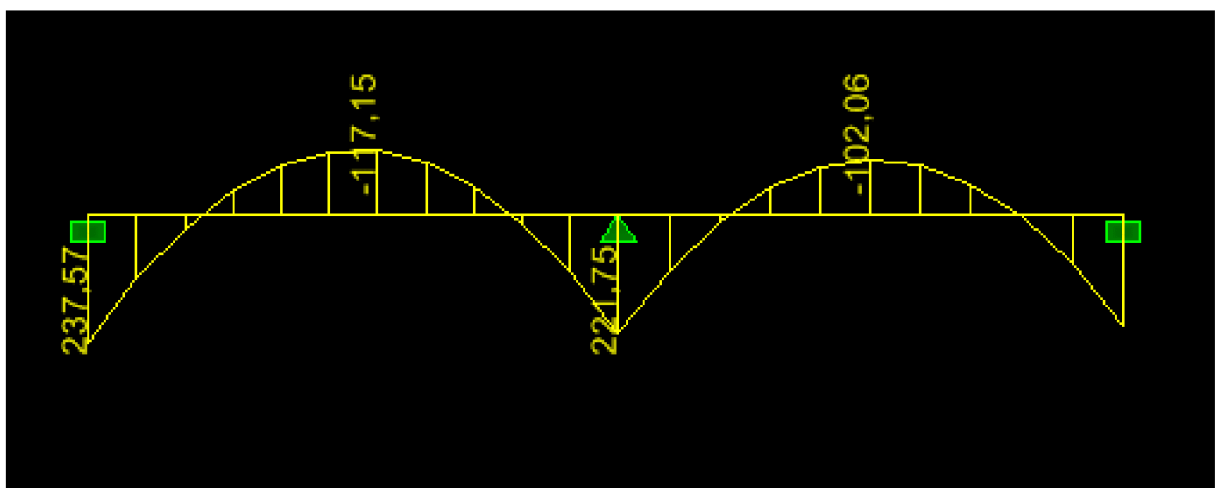


Fig. IX.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

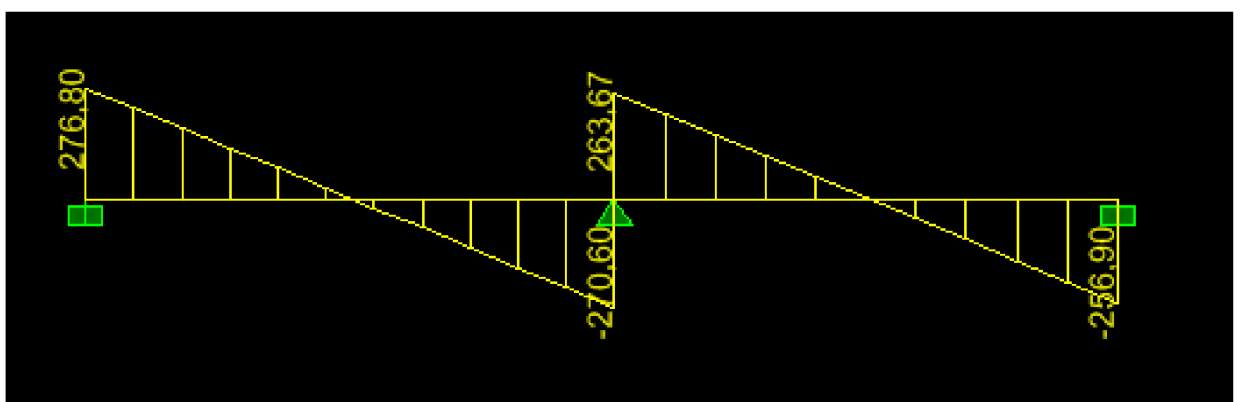


Fig. IX.11 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s = 77.34 \text{ kN/m}$

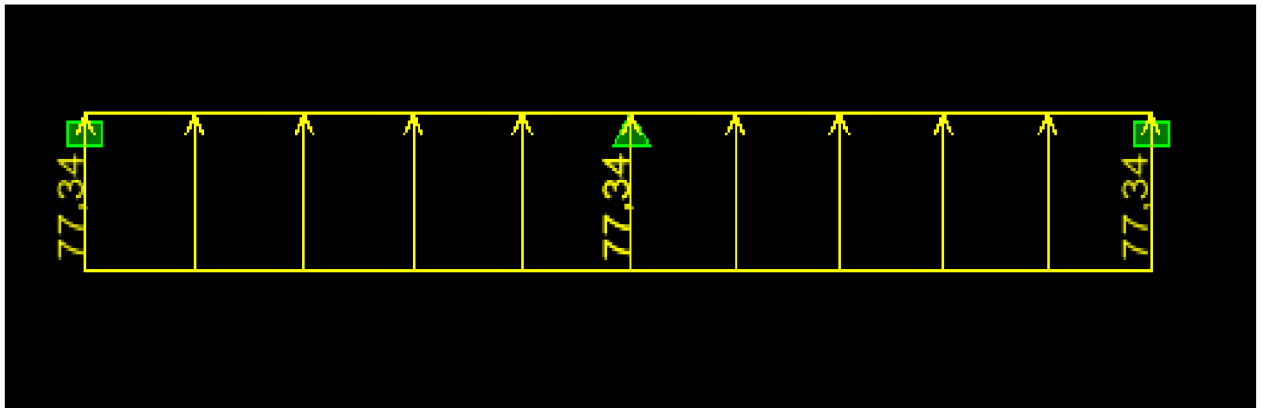


Fig. IX.12 Le chargement à ELS

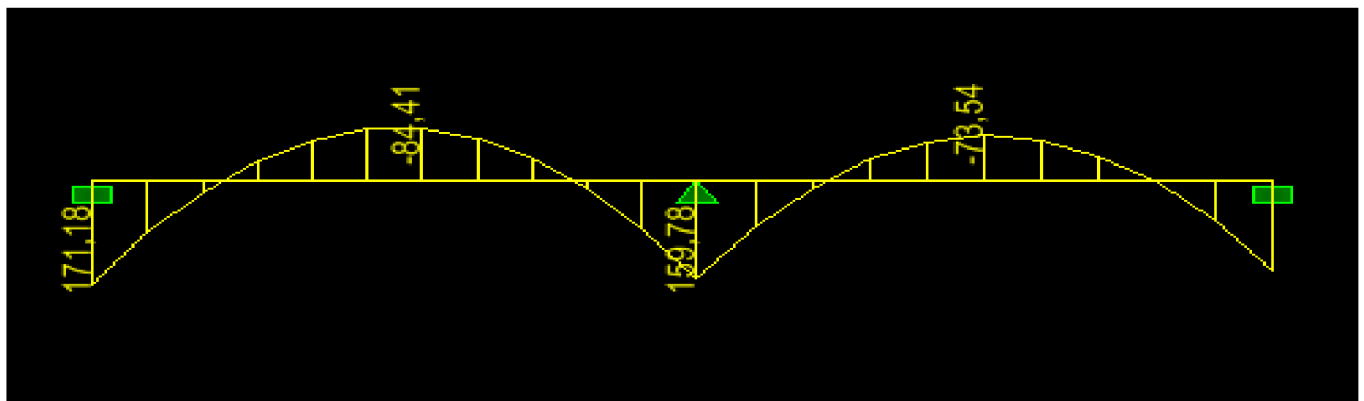


Fig. IX.13 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

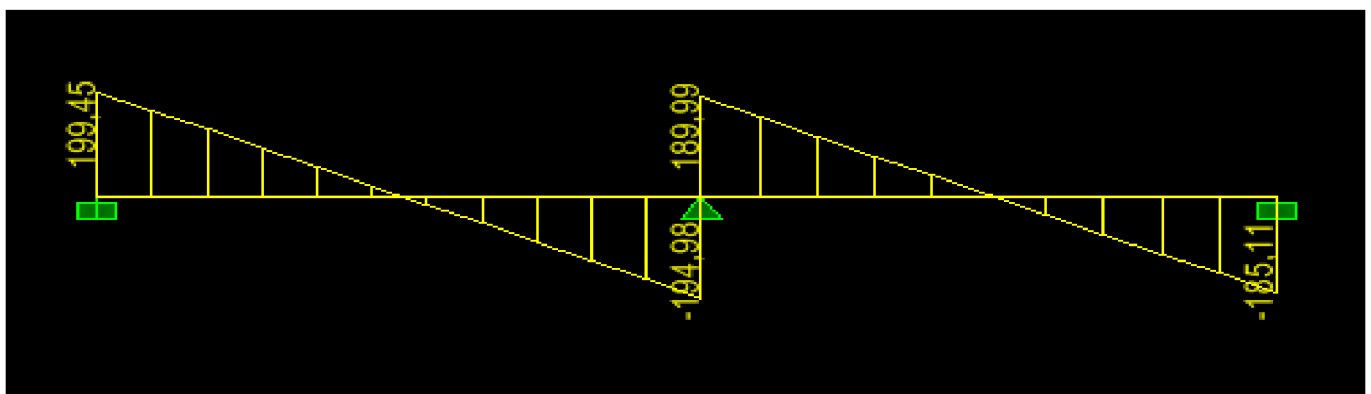


Fig. IX.14 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➤ Calcul des armatures :

a) Sens y-y :

$$M_t^{max} = -117.15 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{max} = 237.57 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 105 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = 237.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{237.57 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.026 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0.987$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{237.57 \times 10^3}{0.987 \times 105 \times 348} = 6.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sa} = 6.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } St = 15 \text{ cm}$$

- **En travée :**

$$M_t = -117.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{117.15 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.012 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{117.15 \times 10^3}{0.994 \times 105 \times 348} = 3.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 3.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } St = 15 \text{ cm}$$

b) Sens x-x :

$$M_t^{max} = -122.67 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 225.07 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 107 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = 225.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{225.07 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.024 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0.988$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{225.07 \times 10^3}{0.988 \times 105 \times 348} = 6.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{sa} = 6.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **En travée :**

$$M_t = -122.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{122.67 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.014 \quad \Longrightarrow \quad \beta_u = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{122.67 \times 10^3}{0.993 \times 105 \times 348} = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 3.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

IX.6.1 Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - \frac{4.95}{5.10}}{2} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ut}^x = 8.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ut}^y = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

• **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

• **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \left\{ 30 ; 19.2 \right\} = 19.2$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } T_{u\max} = 273.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{273.36 \times 10^3}{600 \times 1050} = 0.43 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IX.6.2 **Vérification à l'ELS :**

➤ **Sens x-x :**

- **Aux appuis :**

$$M_{S \max} = 162.18 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{225.07}{162.18} = 1.39 \text{ et } \mu = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0231$$

$$\alpha = 0.0231 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$M_{S \max} = 88.45 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{122.67}{88.45} = 1.39 \text{ et } \mu = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0231$$

$$\alpha = 0.018 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{S \max} = 171.18 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{237.57}{171.18} = 1.39 \text{ et } \mu = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0231$$

$$\alpha = 0.0231 < \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée

$$M_{S \max} = 84.41 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{117.15}{84.41} = 1.39 \text{ et } \mu = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0231$$

$$\alpha = 0.0231 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion Générale

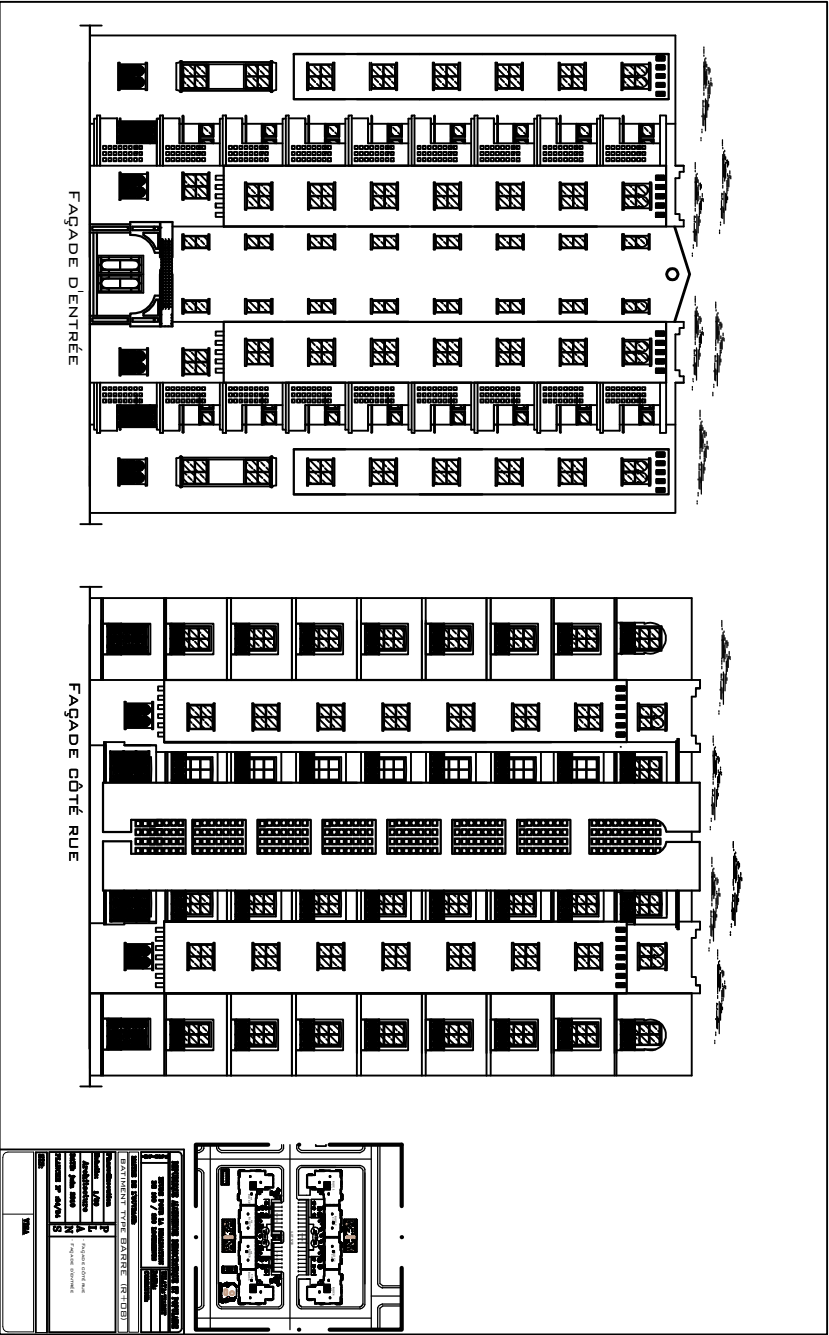
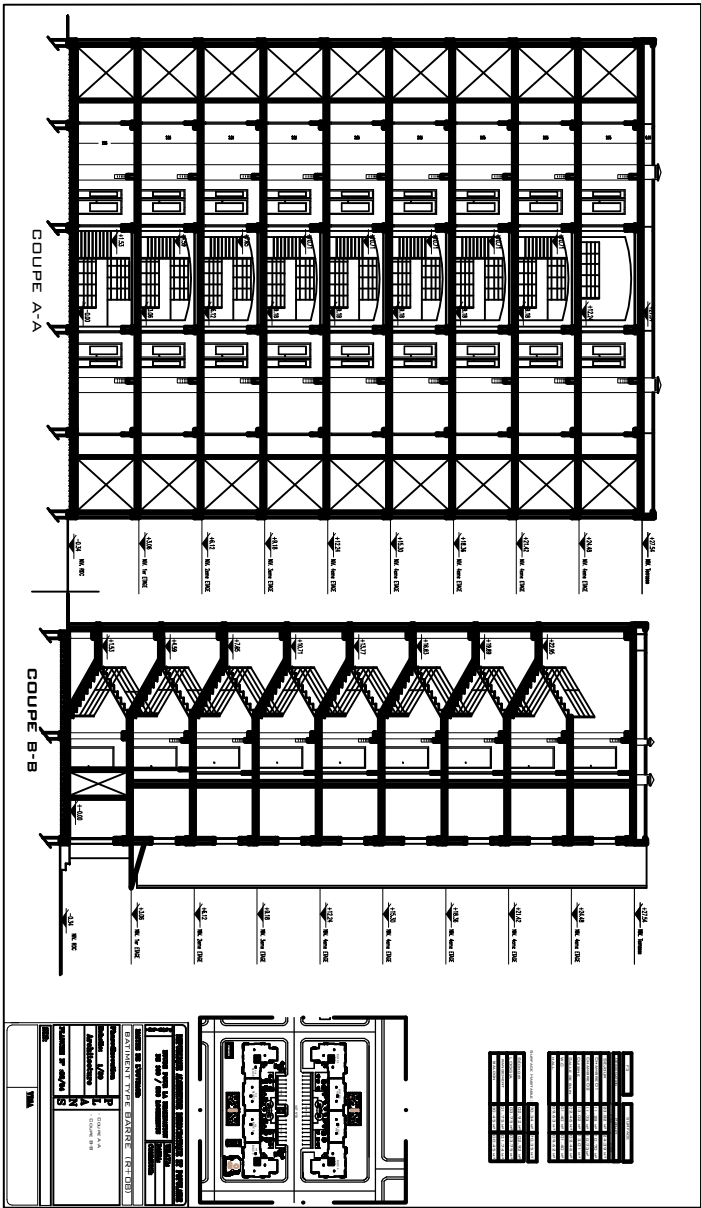
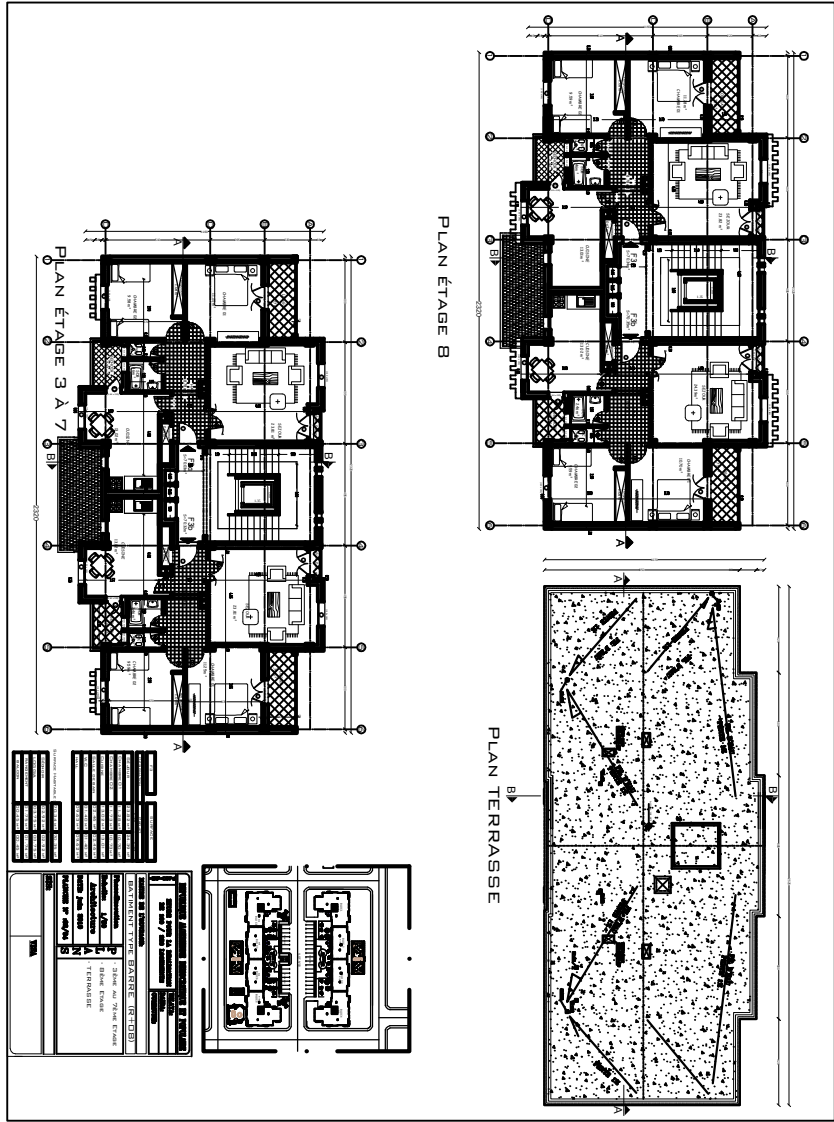
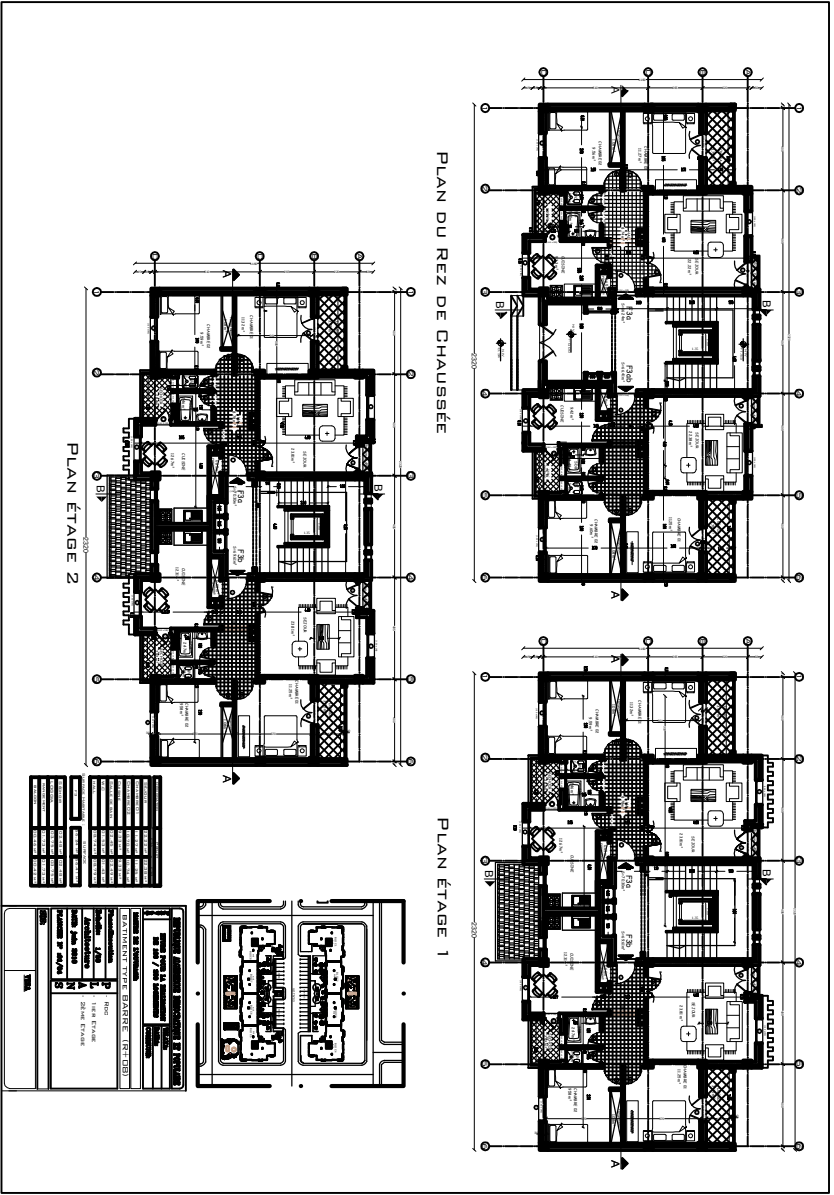
Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes et de mettre en évidence quelques principes de bases qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

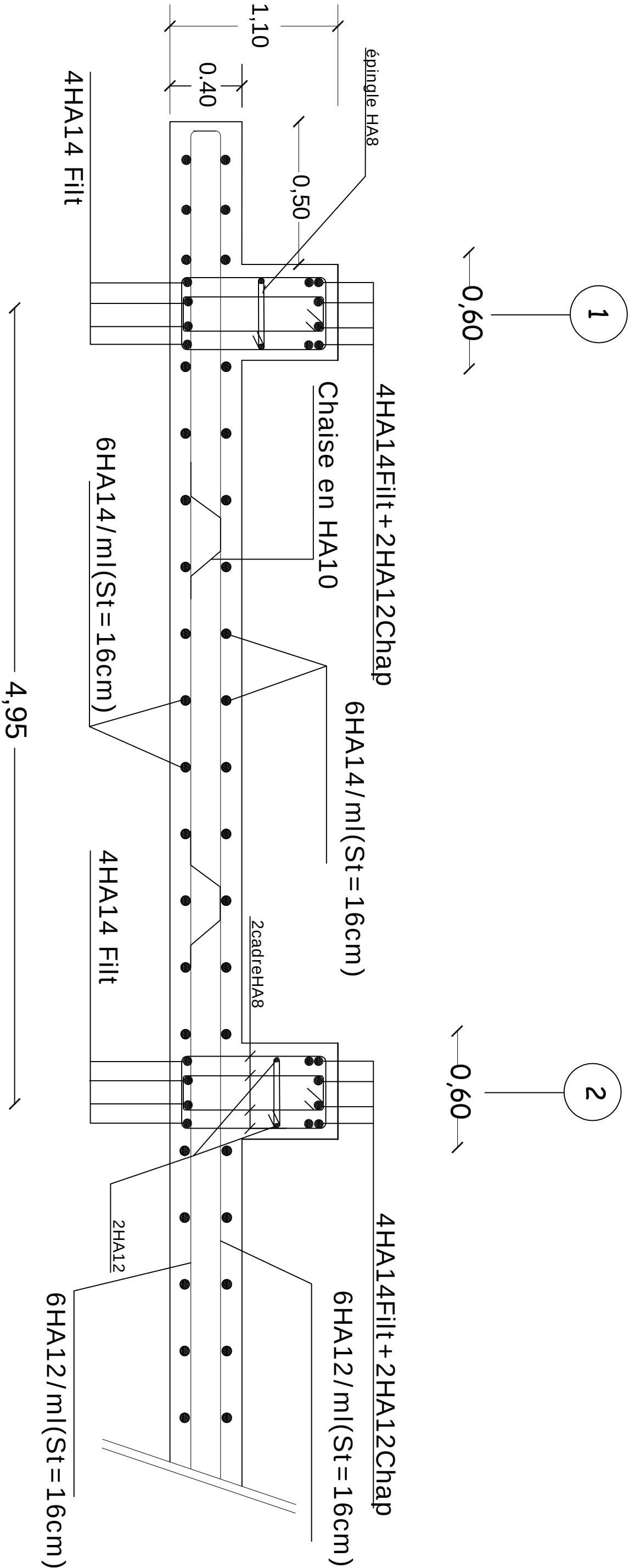
D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on cherche aussitôt, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition de maîtriser les notions de base de sciences de l'ingénieur ainsi que le logiciel lui-même

PLANS D'EXECUTION





Ferrailage du radier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

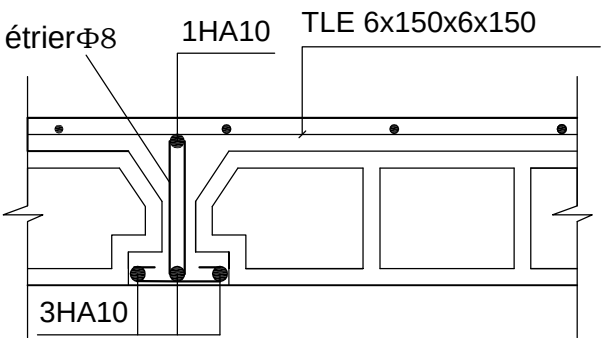
Etudié par	Mr. FAHEM Saïd Mr. SEDDIKI Yassine
Dirigé par	Mr charchare

DESIGNATION:		ECHELLE	1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER		DATE	2015
		PLANCHE N°	20

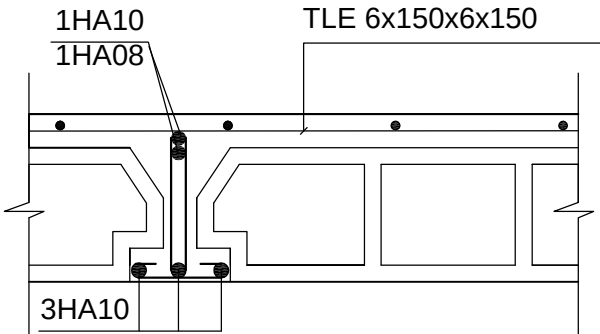
FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE COURANT ET TERRASSE



Coupe B-B



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr FAHEM Said
Mr SEDDIKI Yassine

DIRIGE PAR :

Mr CHARCHARE

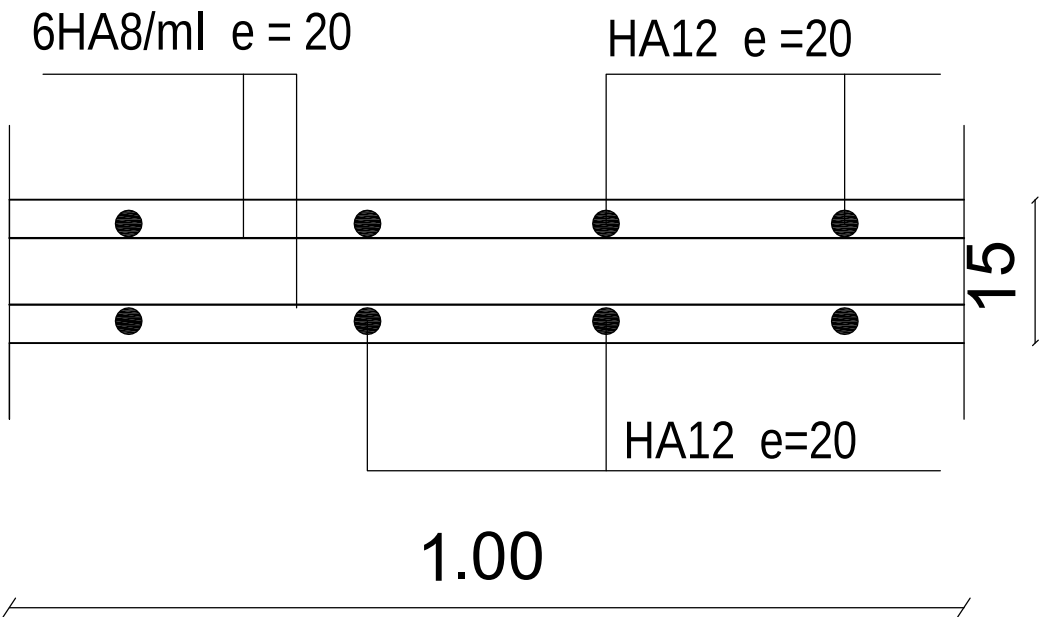
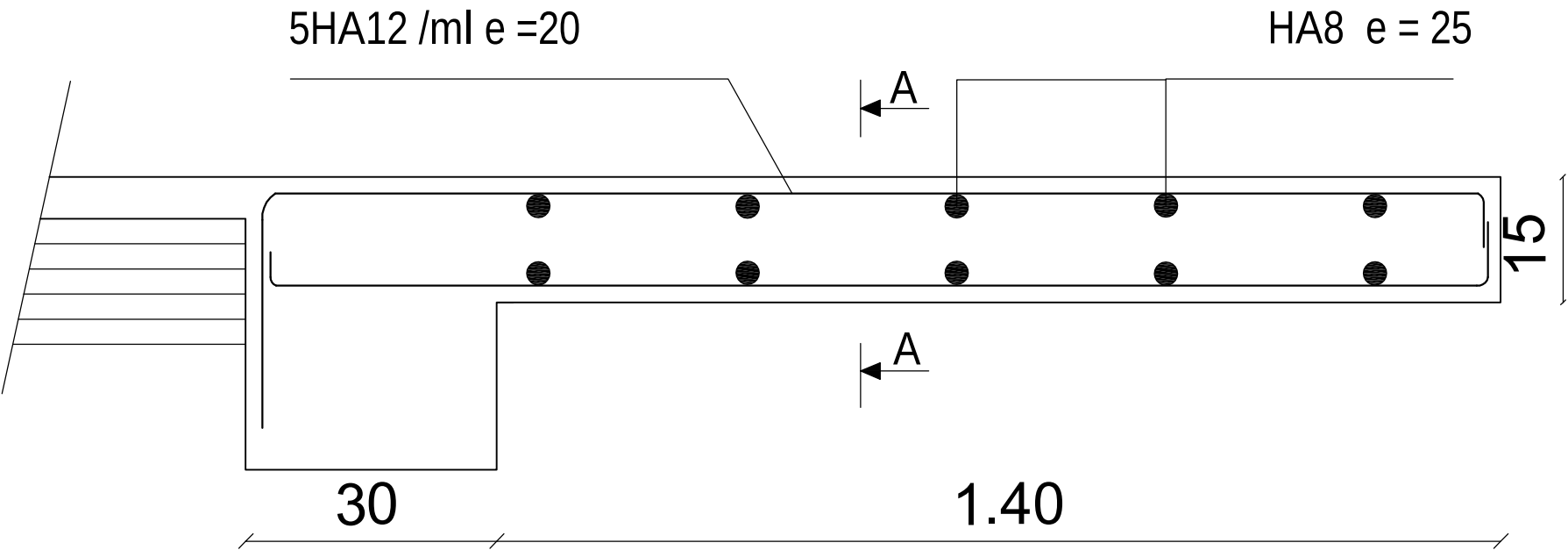
TITRE :

Ferrailage des planchers

PROMOTION 2014/2015

PLANCHE N°

ECHELLE



COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<u>ETUDIE PAR :</u> Mr FAHEM Said Mr SEDDIKI Yassine	<u>TITRE :</u> Ferrailage des balcons	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr CHARCHARE		
PROMOTION 2014/2015	PLANCHE N°	ECHELLE

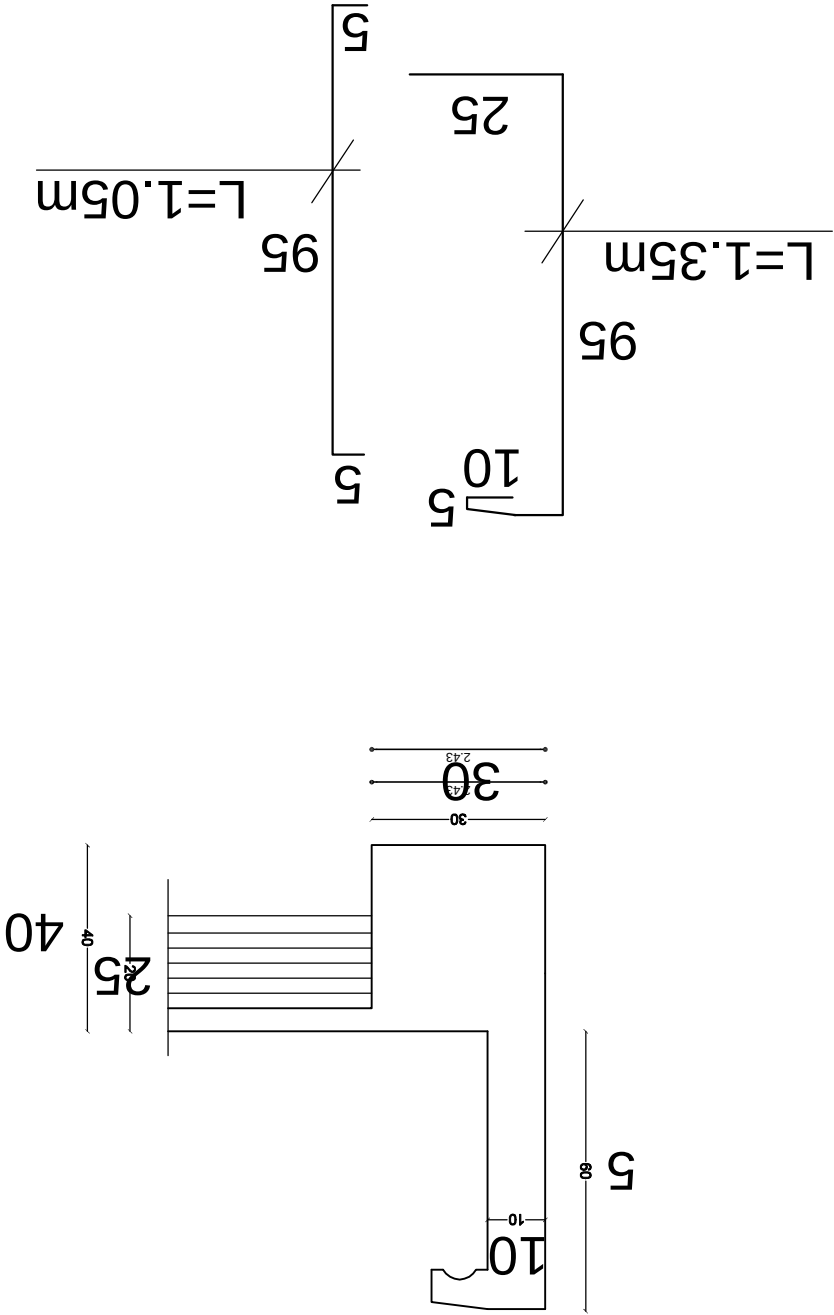
PROMOTION 2014/2015		PLANCHE N°	ECHELLE
ETUDIE PAR : Mr FAHEM Saïd Mr SEDDIKI Yassine		Ferraillage de l'acrotère	
DIRIGE PAR : Mr CHARCHARE			
TITRE :			

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

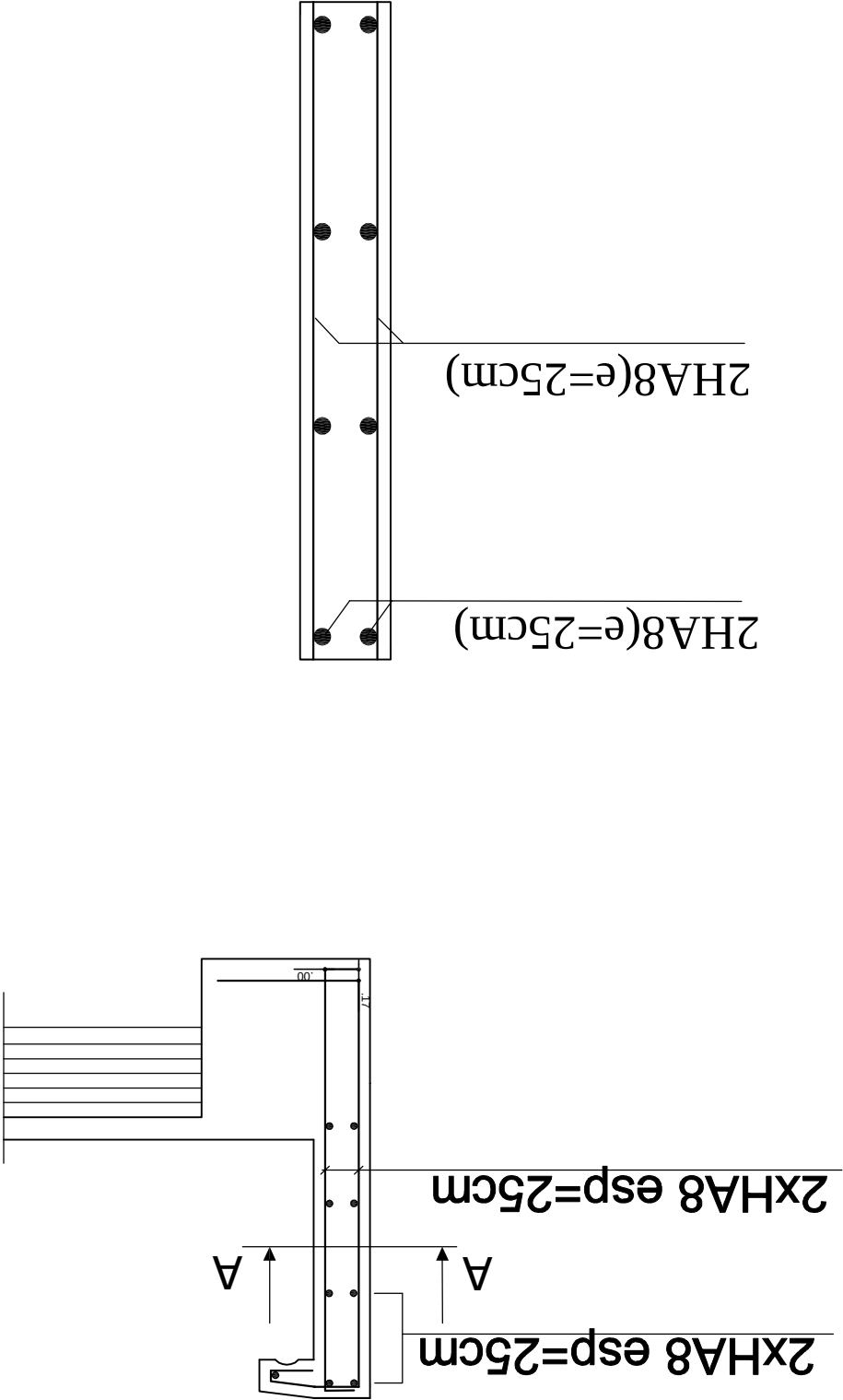
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

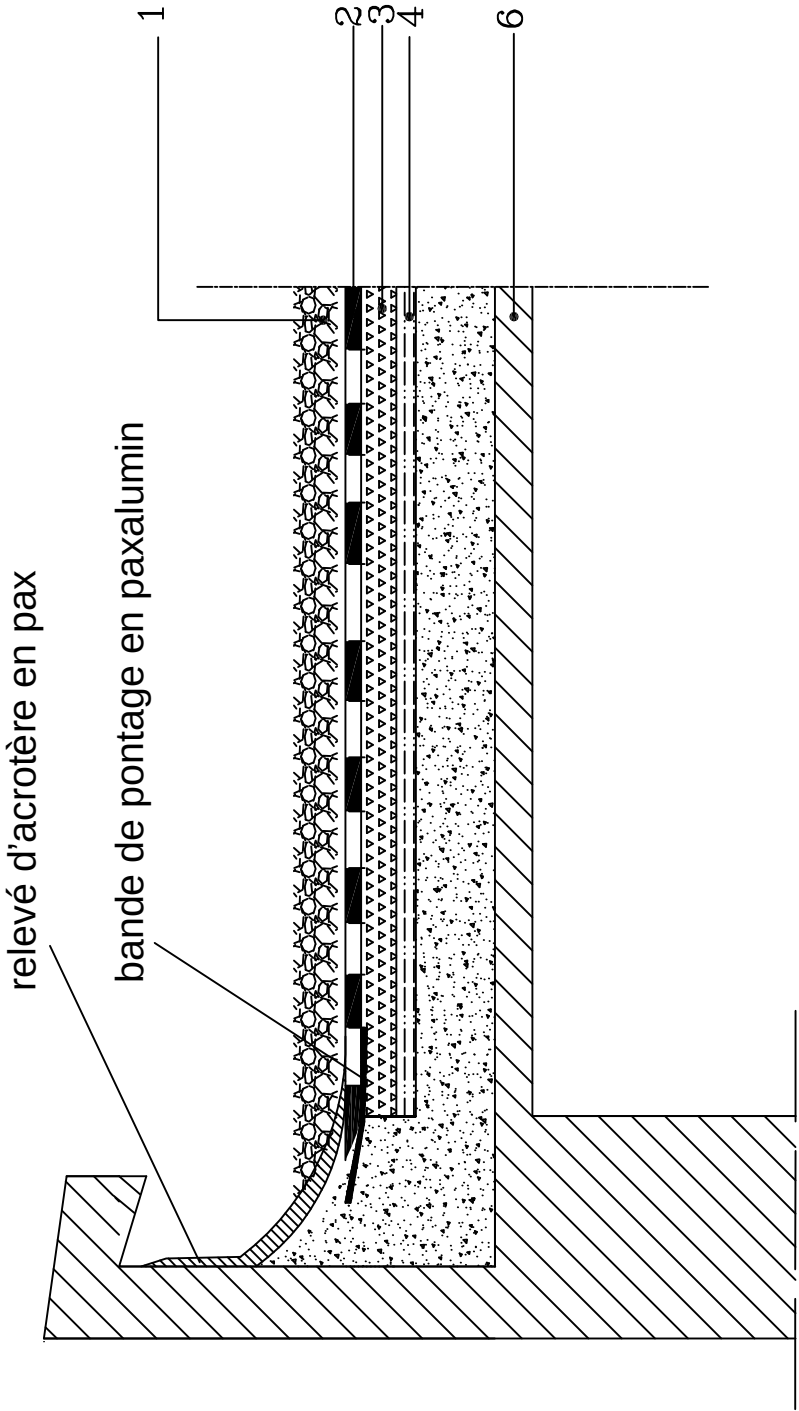
Coffrage et ferraillage de l'acrotère :



Coupe A-A



Détail de l'etancheité terrasse :



- 1-protection en gravier roulé 8/15;15/25 (5cm)
- 2-Etanchéité multi-couches
 - couche EAC-1couche 36S -1couche EAC -1feutre 36S -1couche EAC -1feutre 36S)
- 3-Isolation termique (liege 4cm)
- 4-Pare-vapeur:
 - (1couche EIF - 1couche EAC -1couche 36S -1couche EAC)
- 5-Dalle

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr FAHEM Said Mr SEDDIKI Yassine	TITRE :	
	Ferrailage de l'acrotère	
DIRIGE PAR : Mr CHARCHARE	PROMOTION 2014/2015	PLANCHE N° ECHELLE