

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU



FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention du diplôme en Génie Civil

Option: Construction Civile et Industrielle (C.C.I)

THÈME

*ÉTUDE D'UN BÂTIMENT (R+10+S/SOL)
À USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL
-CONTREVENTEMENT MIXTE -
AVEC APPLICATION DU
LOGICIEL ROBOT 2014*

Dirigé par :

M^{me} : AKMOUSSI

Etudié par :

AZRINE Lynda

Promotion 2014/2015

Remerciement

Je remercie avant tout le **bon Dieu**, de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Je remercie **ma famille** pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je termine mes études.

J'exprime toutes mes profondes reconnaissances à ma promotrice M^{me} **AKMOUSSI**, qui ma témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence ma transmis sa passion pour le calcul des structures en béton armé.

J'adresse de chaleureux remerciements à tous **les enseignants** et **les travailleurs** du département de génie civil.

Je remercie également **les membres de jury** pour l'effort qu'ils ont fait dans le but d'examiner ce modeste travail.

Je remercie aussi tous mes **amis(es)** pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicaces

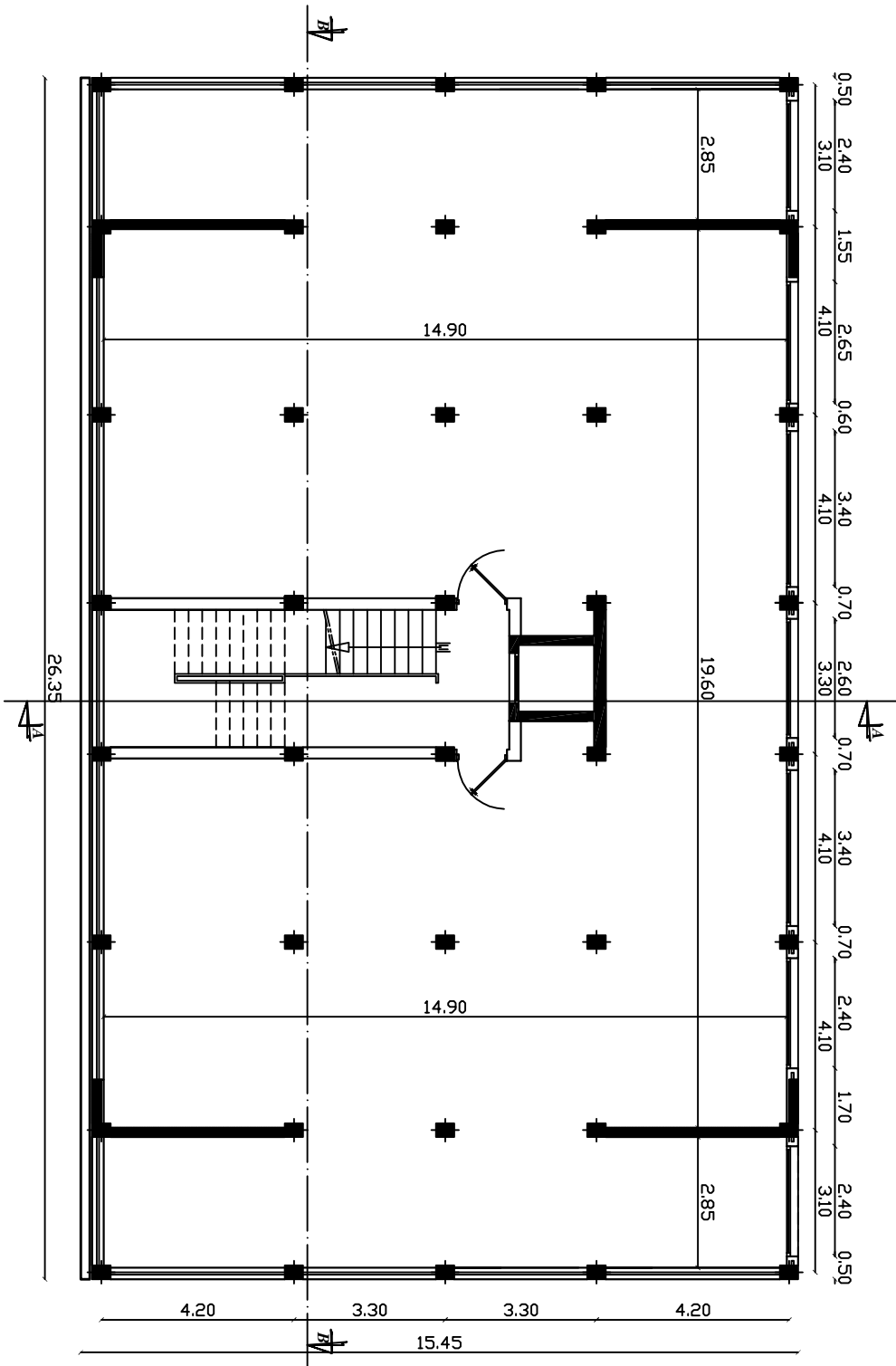
Arrivé au terme de mes études par la grâce de Dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont plus chères :

- *Ma mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez.*
- *Mon père pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père.*
- *Mes sœurs Sara et cicy qui ont toujours su m'entourer et me redonner du courage et de la confiance.*
- *Ma très chère sœur Djazia et son mari Jugurtha.*
- *Mes copines Meriem, Tinhinane et Kahina.*
- *Mes amis(es) et tous ceux que j'aime*
- *A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*
- *Tous les étudiants (es) de la promotion 2014/2015.*

AZRINE Lynda. 

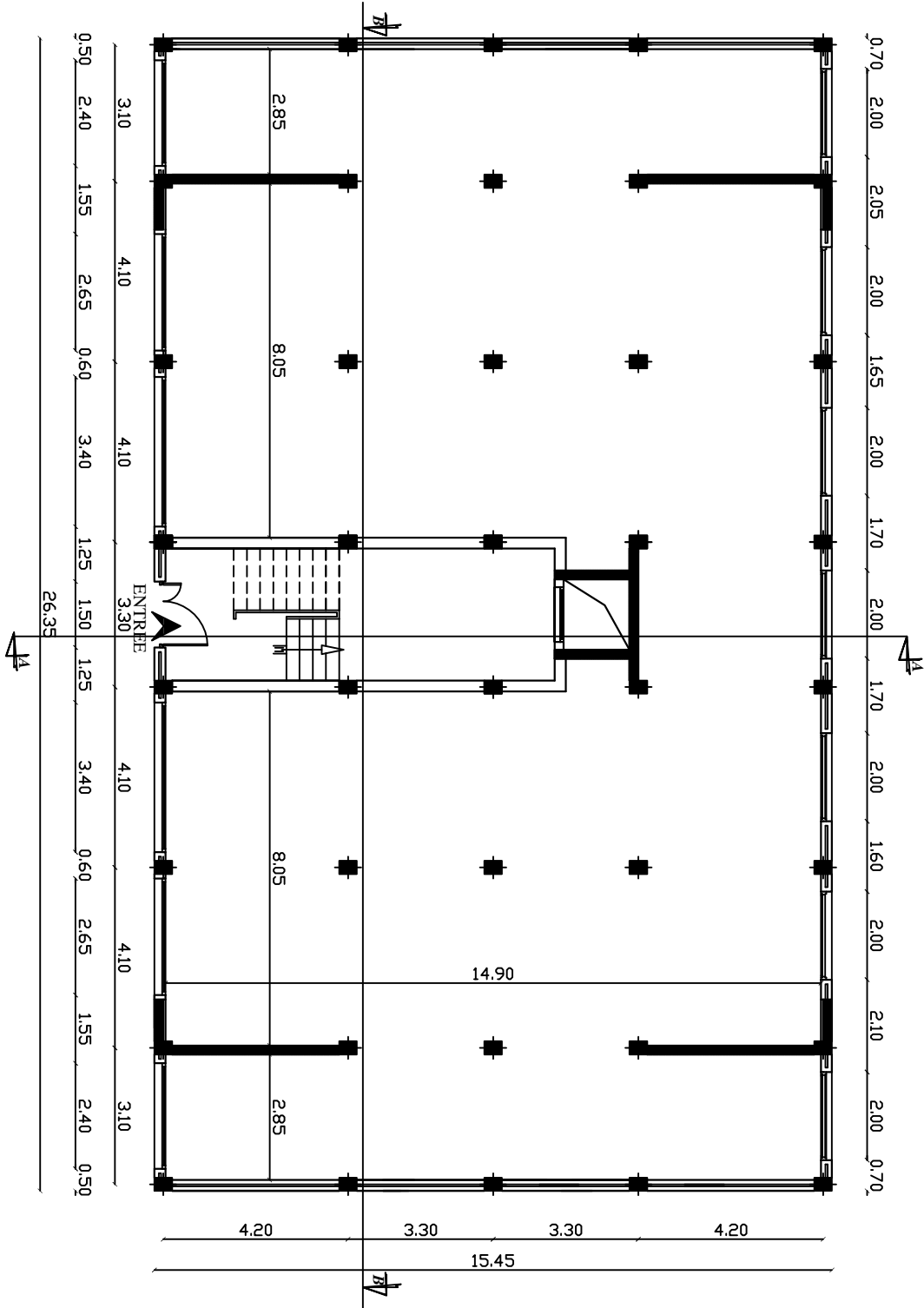
PLAN SOUS SOL

Ech: 1/100



PLAN REZ DE CHAUSSEE

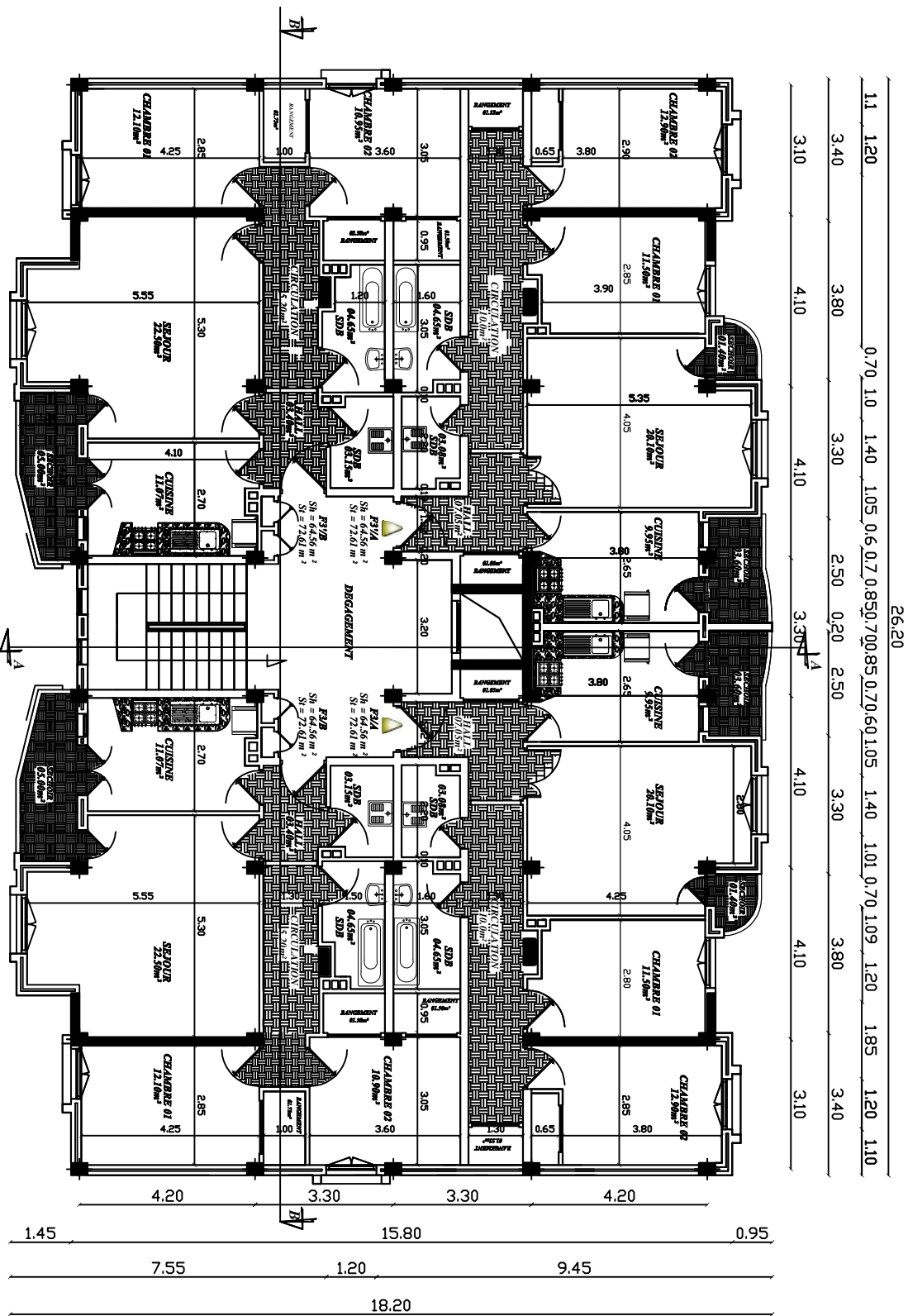
Ech: 1/100



LES PLANS

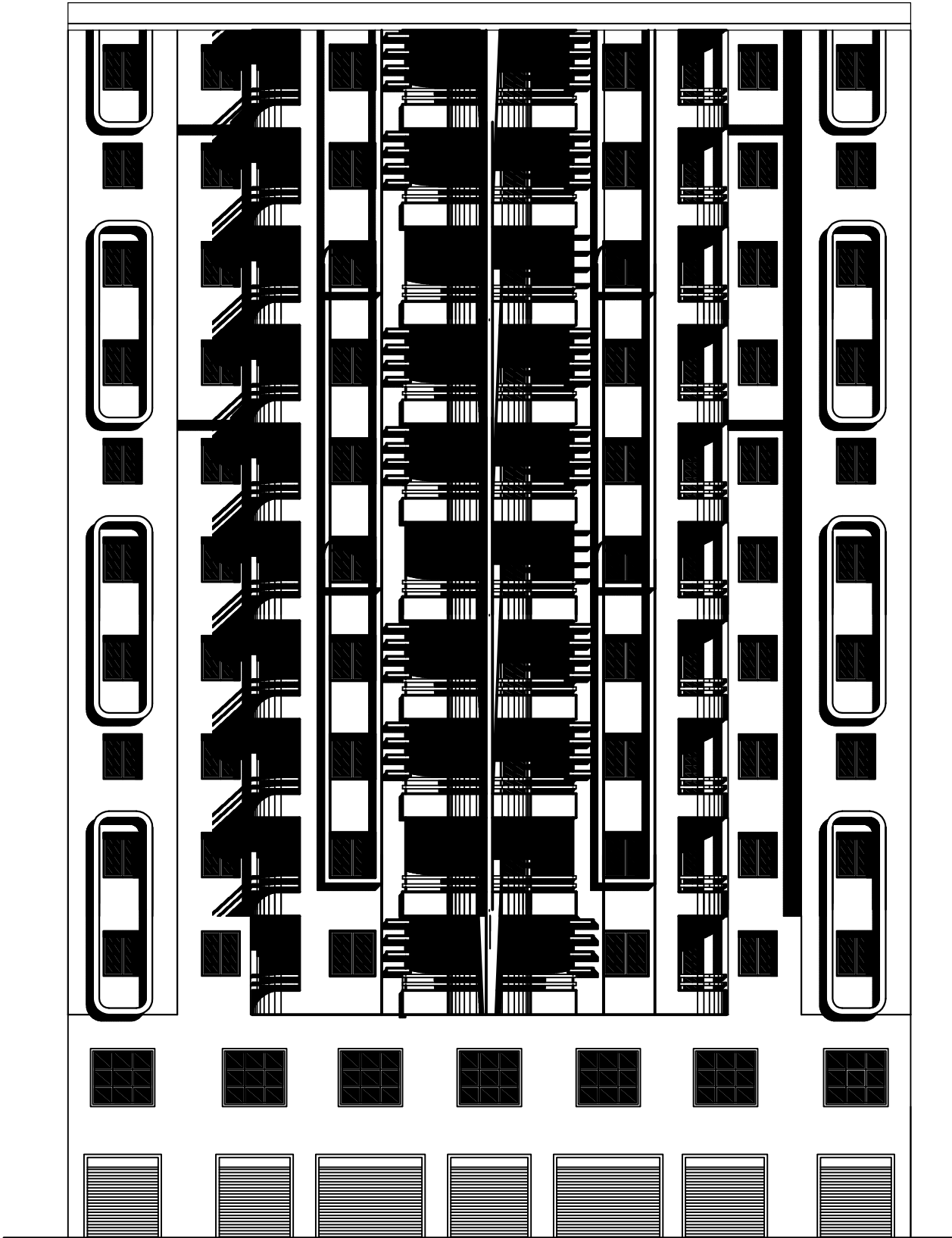
PLAN DE L'ETAGE COURANT

Ech: 1/100



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FACADE POSTERIEURE

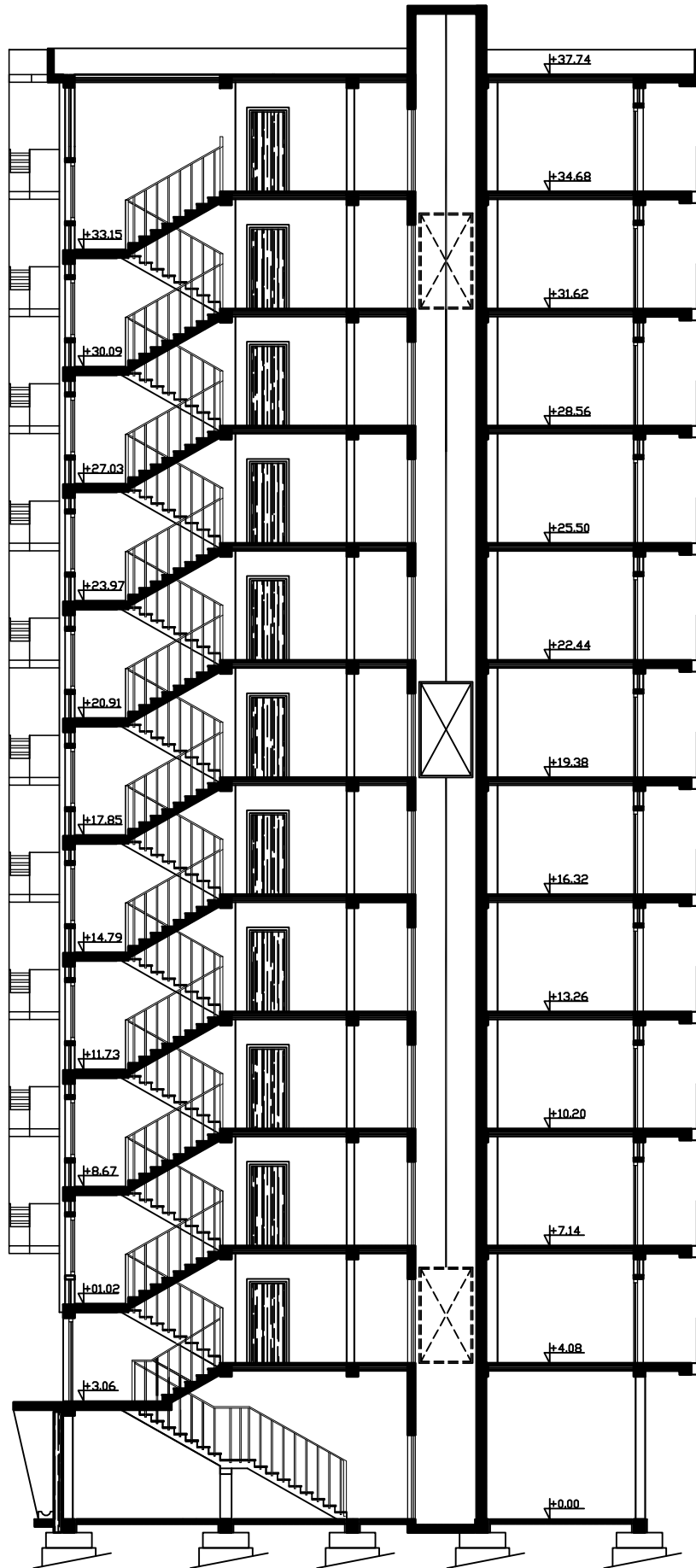


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

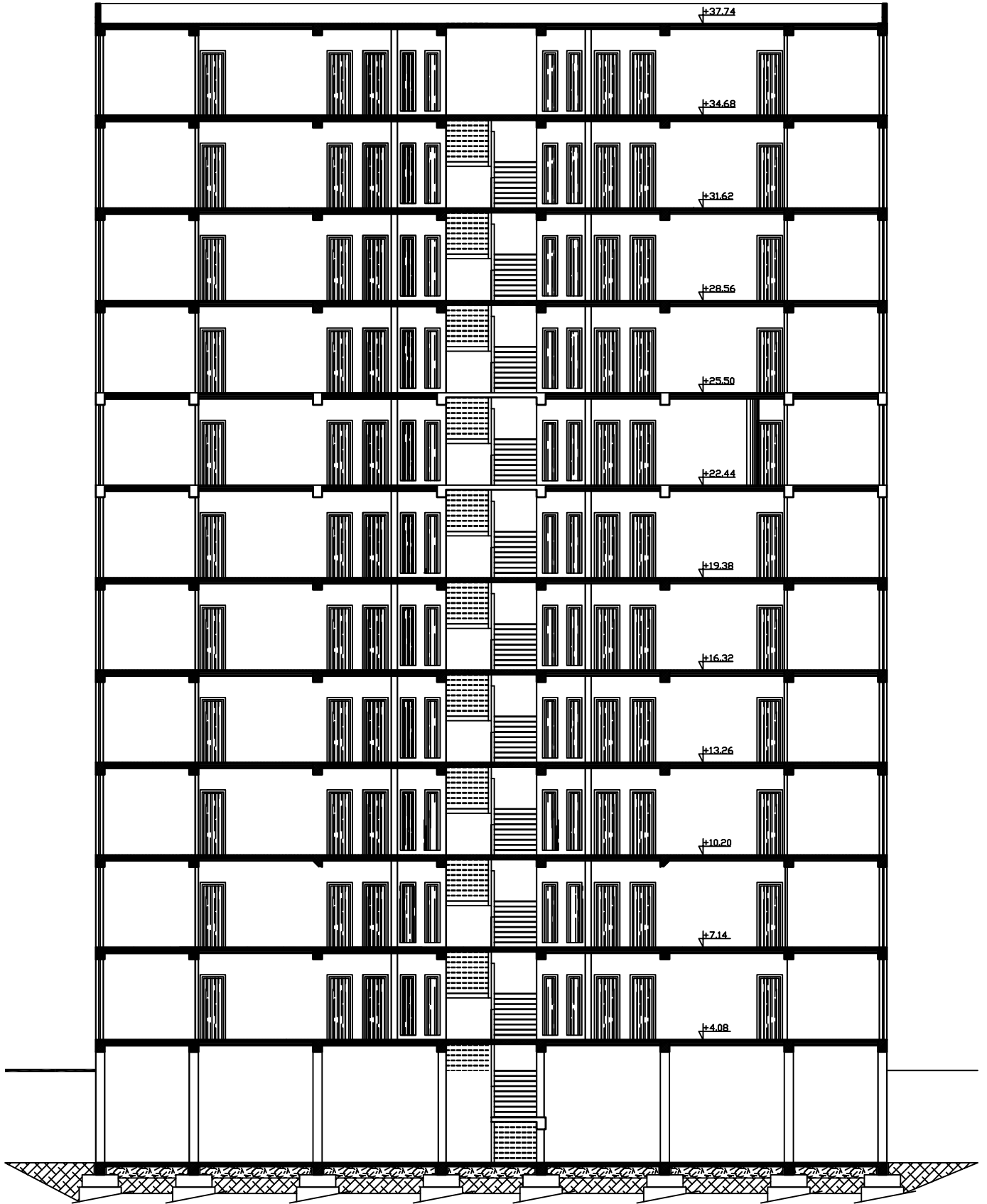
.....

.....

COUPE A-A



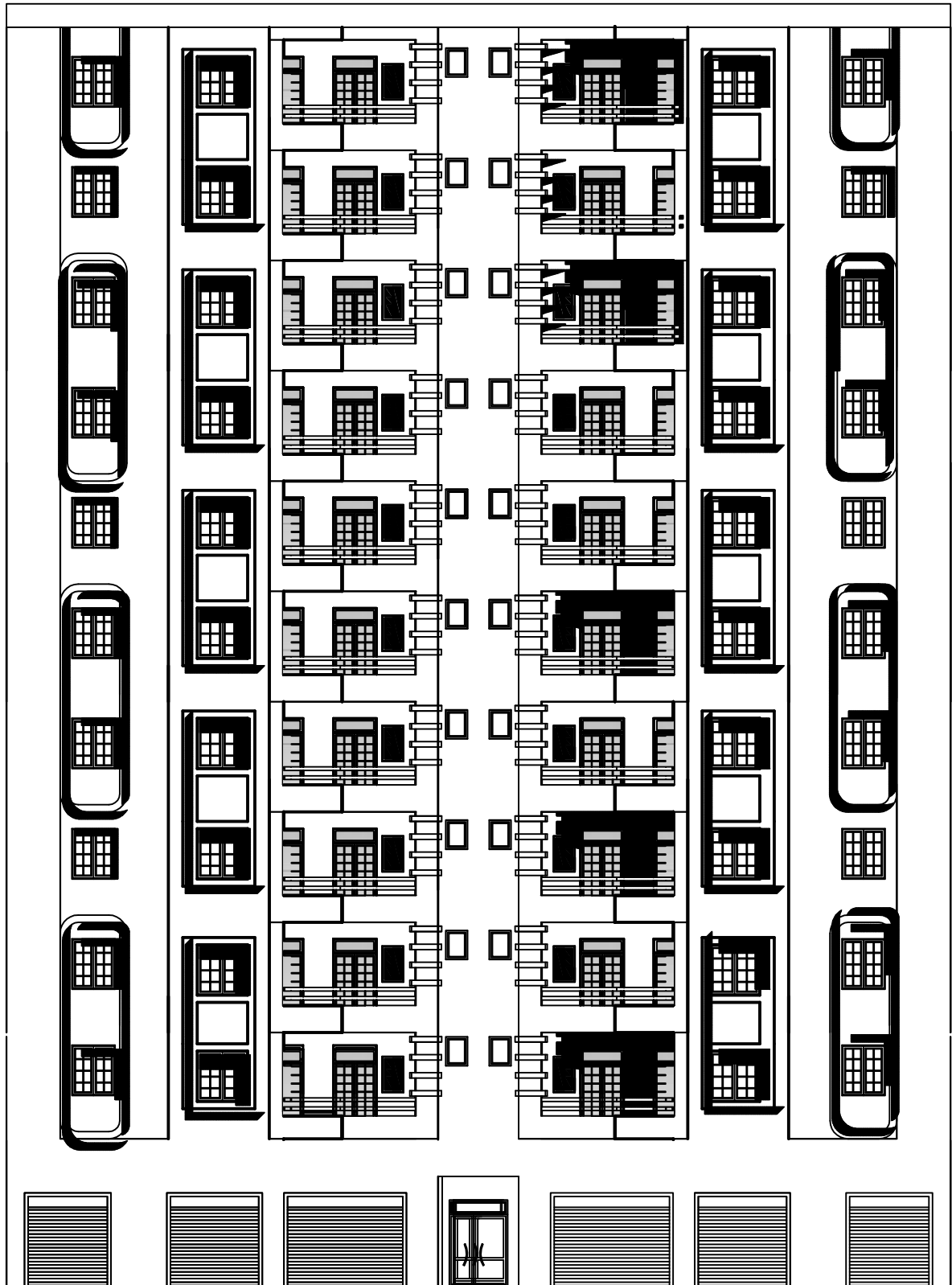
COUPE B-B



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FAÇADE PRINCIPALE



Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2-8
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	9-21
Chapitre III : Calcul des éléments.....	22-121
III.1. Introduction.....	22
III.2. Calcul de l'acrotère.....	22-29
III.3. Calcul des planchers.....	30-53
III.4. Calcul des balcons.....	54-60
III.5. Calcul des escaliers d'étage.....	61-75
III.6. Calcul des escaliers de sous sol.....	76-93
III.7. Calcul de la poutre palière d'étage.....	94-102
III.8. Calcul de la poutre palière de sous sol.....	103-111
III.9. Calcul de la salle machine.....	112-121
Chapitre IV : Etude de contreventement.....	122-141
Chapitre V : Modélisation de la structure.....	142-160
Chapitre VI : Résultats d'étude au chargement.....	161-169
Chapitre VII : Vérification selon RPA.....	170-176
Chapitre VIII : Ferrailage des éléments.....	177-214
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	215-242
Chapitre X : Etude du mur de soutènement.....	243-247
Conclusion générale.....	248

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des ouvrages de génie civil nous incite à faire le calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, tout en minimisant le coût. Pour cela mes calculs seront conformes au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91, ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le but de concrétiser les connaissances acquises au cours de ma formation et d'approfondir d'avantage mes connaissances de génie civil, j'ai choisi l'étude d'un bâtiment (R+10+sous-sol) à contreventement mixte.

Pour le calcul j'ai utilisé un logiciel de calcul (ROBOT 2014) adopté essentiellement aux calculs des ossatures.

Le projet est organisé en quatre principales parties :

- La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.
- La seconde s'est basée sur le calcul des éléments.
- La troisième s'est basée essentiellement sur la modélisation informatique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

Enfin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et du mur de soutènement et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1. Introduction :

Mon projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+10+sous-sol) à usage d'habitation et commerciale, qui est implantée à Tizi-Ouzou. Classé selon RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

Le bâtiment comporte :

- Un sous sol et un rez-de-chaussée à usage commerciale.
- Dix étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale :37.74 [m]
- Hauteur totale du sous sol :4.08 [m]
- La hauteur du RDC :3.06 [m]
- La hauteur d'étage courant :3.06 [m]
- La longueur du bloc :26.35 [m]
- La largeur du bloc :15.45 [m]

I.2.2. Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature :**

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux poutres), ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

- **Plancher :**

On distingue deux types

Plancher en corps creux :

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure.
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

- Support des plafonds et revêtements.

Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, panneau de la cage d'escalier de l'entrée principale.

- **Maçonnerie :** on a deux types :

Murs de façades : réalisés en double cloisons de briques creuses de 10[cm] séparée par une lame d'air de 5cm.

Murs de séparations intérieurs : réalisés en simple cloison de briques de 10[cm]. dans le rôle de séparer les différentes pièces d'un étage du bâtiment.

- **Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier qui relie les différents étages. Ces escaliers comporteront deux volées adjacentes et un palier intermédiaire et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

- **Les revêtements :**

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs extérieures et façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines.

- **Les voiles :**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

- **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment est muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée en béton armé coulé sur place.

- **Système de coffrage :**

Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **Les fondations :**

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.3. Etude du sol :

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 1.8 bars à 1[m] de profondeur.

I.4. Principe des justifications (ArtA 1.2 BAEL 91) :

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cessera de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Les différents états limites :

1. **Etat limite ultime (ELU) :** qui correspond à l'un des états limites suivants :
 - état limite ultime d'équilibre statique.
 - état limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
 - La stabilité de forme.
2. **Etat limite de service (ELS) :** L'état limite de service est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :
 - Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
 - Etats limites de service de déformation.

I.5. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons ...)

La Composition courante d' 1m^3 du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPj.
- 400 kg de sable DS < 5 mm.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 d'eau de gâchage.

a) La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28}=25\text{MPa}$.

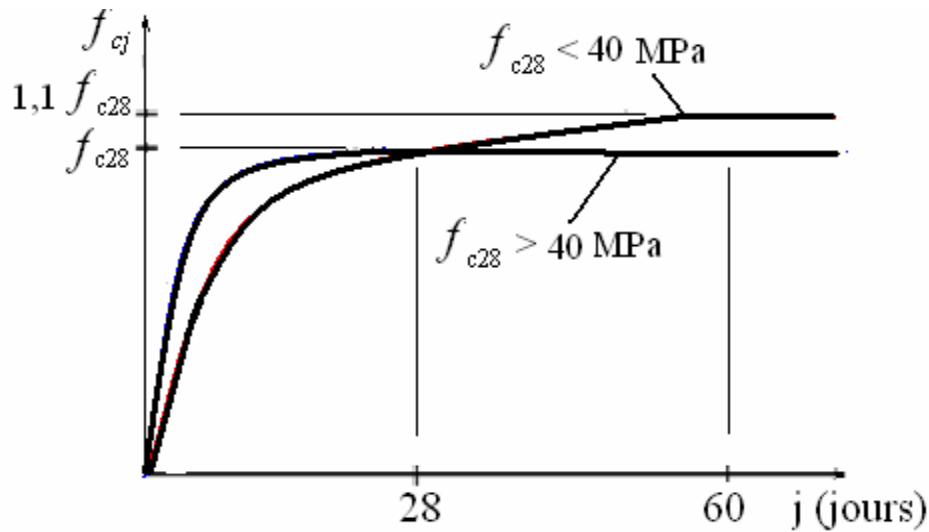


Figure I.1. Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b) La résistance caractéristique de béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas :

à $t = 28$ jours, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

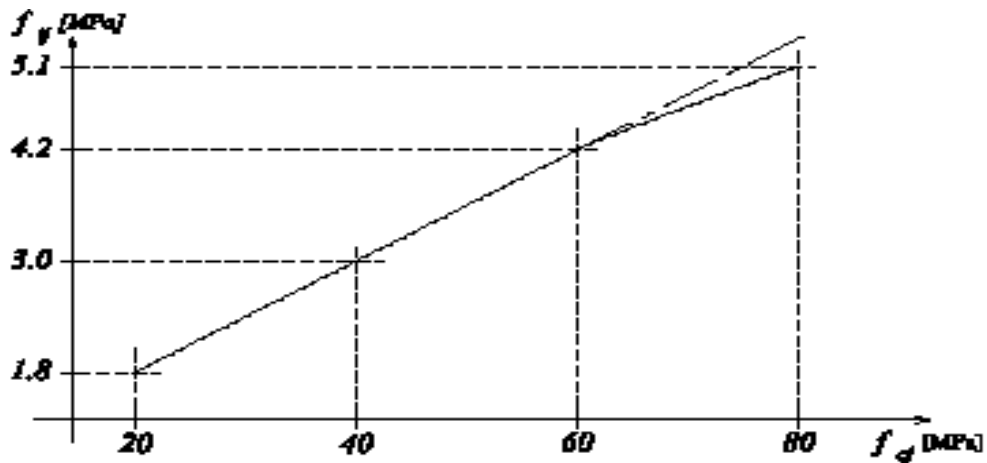


Figure I.2. Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la Compression f_{cj} .

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

c) Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de déformation instantanée :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa} \quad (\text{BAEL91 / Art A-2 .1, 22}):$$

$$\text{D'où : pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en [MPa]} \quad (\text{BAEL91 / Art A-2.1, 22})$$

$$\text{D'où : } E_{vj} = 10818.86 \text{ [MPa]}$$

d) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν : (BAEL91/ Art A-2.1,3)

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égal à :

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

$\nu=0.2$ (à L'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.5.2. l'acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité FeE en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6$)	TS	520	1.3	1

Tableau 1 : Caractéristiques des aciers

a) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s) est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.

b) Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 91)

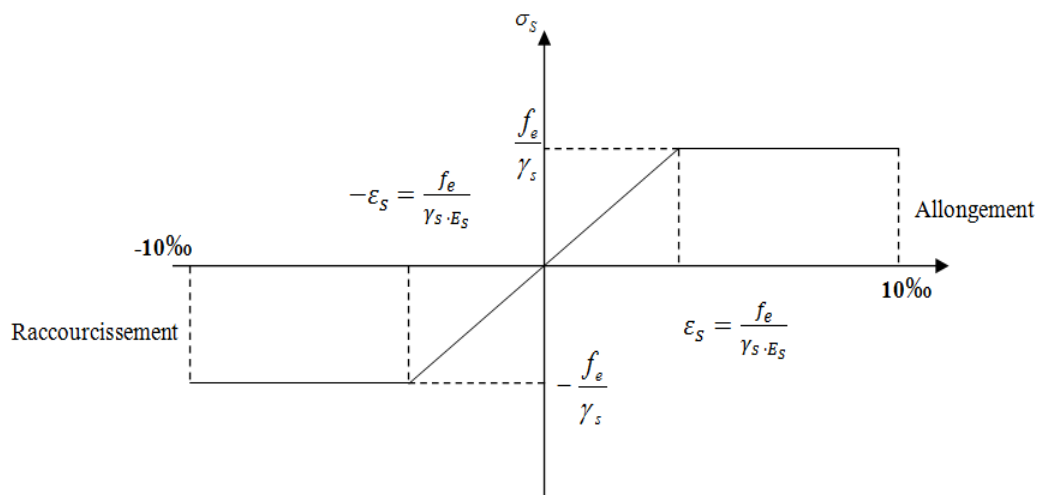


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

c) La limite d'élasticité de l'acier :

à L'ELU : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ Avec γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ pour la situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel

$\sigma_s = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40.

à L'ELS : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]

• Fissuration peu nuisible : (Art A-4.5, 32 BAEL91)

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire. $\sigma_{st} \leq f_e$

• Fissuration préjudiciable:

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie. .

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η c'est le coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les aciers haute adhérence.

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

• Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.33/BAEL91)

Cas des éléments exposés à l'intempérie, risque d'infiltration. $\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_c ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$.

d) Protection des armatures : (Art A-7.2, 4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 1$ cm : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 5$ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

II. Le pré dimensionnement des éléments :

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2. les planchers

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher à supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouches contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression ferrillée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée, contre les bruits.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

a) Planchers en corps creux :

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de hourdis, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs taches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par la formule de BAEL 91 suivante : $h_t \geq L/22,5$

Avec : h_t : la hauteur totale du plancher.

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L=410-25=385$ [cm]. (25[cm] est la section minimale donnée par le RPA 99 en zone **IIa**).

Ce qui nous donne :

$$h_t = 385/22.5 = 17.11 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire $h = 20$ [cm]

D'où l'épaisseur du corps creux est de 16[cm] et l'épaisseur de la dalle de compression est de [4cm].

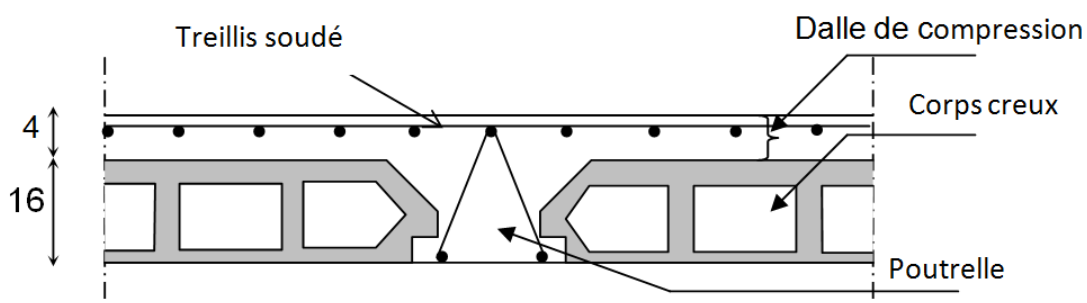


Figure II.1. Schéma d'un plancher en corps creux

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

b) Dalle pleine :(balcons)

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastrée. $e_p \geq L/10$

Avec : L c'est la largeur de la console.

$$e_p \geq 145/10 = 14.5 \text{ cm} \implies e_p = 15 \text{ cm}$$

II.3 : les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a) Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a : $L=420-25=395 \text{ cm}$

La hauteur : elle est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10}$$

$$26.33 \leq h \leq 39.5$$

On prend : $h=35 \text{ cm}$

La largeur : elle est donnée par la formule suivante : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : $b=35 \text{ cm}$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$b \geq 20 \text{ cm} \implies$ condition vérifiée ($b=35 \text{ cm}$).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée ($h=35 \text{ cm}$).

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow$ condition vérifiée ($\frac{35}{35}=1$).

b) Les poutres secondaires :

Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de CBA93 on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec :

L est la distance entre axe des poteaux et on choisie la plus grande portée.

h est la hauteur de la poutre.

La hauteur : $L=410-25=385 \text{ cm}$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$$25.66 \leq h \leq 38.5 \Rightarrow h=35 \text{ cm}$$

La largeur : on a : $h=35 \text{ cm}$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b=30 \text{ cm}$$

On adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivantes :

- Poutres principales : $h=35 \text{ cm}$; $b=35 \text{ cm}$.
- Poutres secondaires : $h=35 \text{ cm}$; $b=30 \text{ cm}$.

Remarque :

Après vérification aux exigences du RPA, nous avons choisit une section de (35*30) pour les poutres secondaires et (35*35) pour les poutres principales.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.4.les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement sera fait conformément à l'article (7.7.1 de RPA99 modifié 2003).

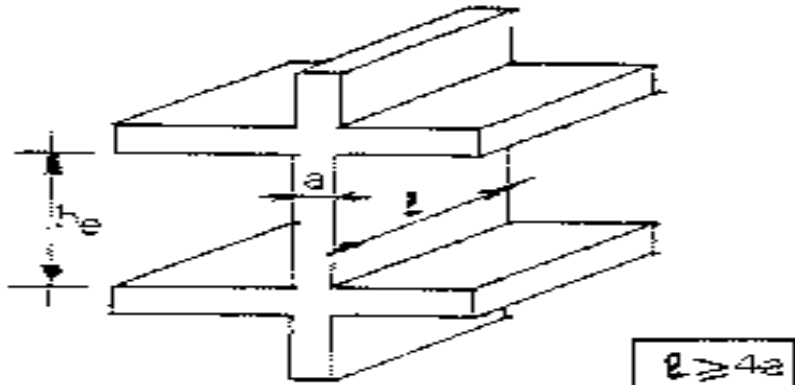


Figure II.2 : coupe de voile en élévation

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

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

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

On choisit une épaisseur du voile constante pour toute la structure :

$$e_p = 20 \text{ cm.}$$

La largeur des voiles : $L_{min} \geq 4 \times a$ avec : $a = e_p$.

II.5. les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

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

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression ; $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

S : section transversale du poteau.

N_s : effort de compression repris par les poteaux. Avec : $N_s = G + Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

II.5.1. Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (f-4) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

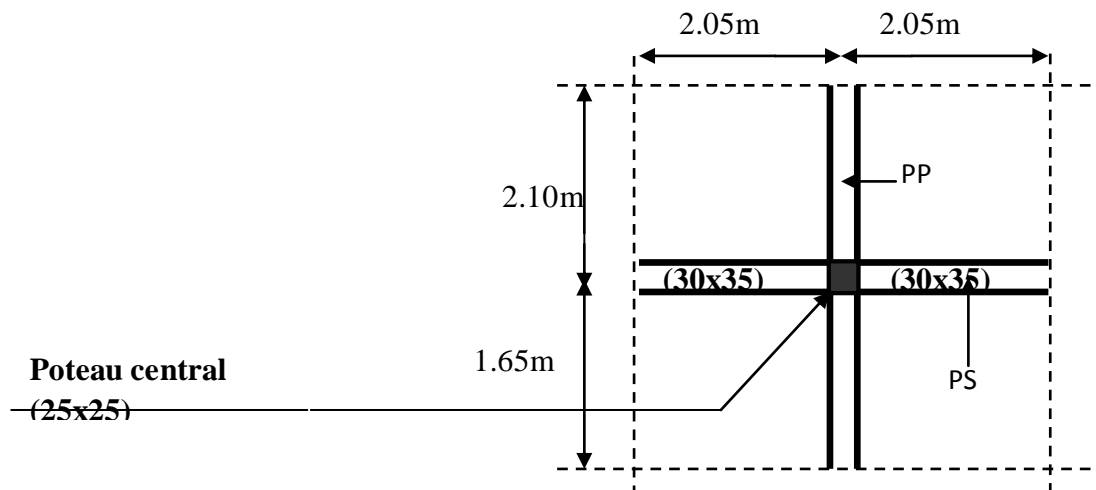


Figure II.3. Position de poteau le plus sollicité.

II.5.2. Descente de charge :

La surface revenant aux poteaux : $S = S1 + S2 + S3 + S4$

$$S1 = (2.05 - 0.125) \times (2.10 - 0.125) = 1.925 \times 1.975 = 3.80188\text{m}^2$$

$$S2 = S1 = 3.80188\text{m}^2$$

$$S3 = (1.65 - 0.125) \times (2.05 - 0.125) = 1.525 \times 1.925 = 2.93563\text{m}^2$$

$$S4 = S3 = 2.93563\text{m}^2$$

$$S = 3.80188 + 3.80188 + 2.93563 + 2.93563 = 13.47\text{m}^2$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.5.3. Les charges permanentes :

a) Plancher terrasse (corps creux) :

Couche de gravillon (ep = 5cm).....1 [KN/m²]

Etanchéité multiple (ep = 2cm).....0.24 [KN/m²]

Forme de pente (ep = 7cm).....1.54 [KN/m²]

Isolation thermique en liège (ep = 4cm).....0.16 [KN/m²]

Plancher corps creux (16+4cm).....2.8 [KN/m²]

Enduit de plâtre (ep= 2cm).....0.20 [KN/m²]

$$\mathbf{G= 5,94 [KN/m^2]}$$

b) Plancher etage courant (corps creux) :

Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....0.44 [KN/m²]

Mortier de pose (ep = 2cm).....0.44 [KN/m²]

Couche de sable (ep = 2cm).....0.36 [KN/m²]

Plancher corps creux (16+4cm).....2.80 [KN/m²]

Enduit de plâtre (ep= 2cm).....0.20 [KN/m²]

Maçonnerie en brique creuse (ep = 10cm).....0.90 [KN/m²]

$$\mathbf{G=5.14 [KN/m^2]}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

c) Dalle pleine (balcons) :

Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....0.44 [KN/m²]

Mortier de pose (ep = 2cm).....0.44 [KN/m²]

Couche de sable (ep = 2cm).....0.36 [KN/m²]

Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm).....3.75 [KN/m²]

Enduit de ciment (ep= 2cm).....0.36 [KN/m²]

$$\mathbf{G = 5.35 [KN/m^2]}$$

d) Les murs :

- Mur de séparation :

Enduit de plâtre (ep =2cm).....0.2 [KN/m²]

Brique creuse (ep =10 cm).....0.9 [KN/m²]

Enduit de plâtre (ep = 2cm).....0.20 [KN/m²]

$$\mathbf{G=1.3 [KN/m^2]}$$

- Mur extérieur :

Enduit extérieur (ep =2cm).....0.36 [KN/m²]

Brique creuse (ep =10 cm)..... 0.9 [KN/m²]

Enduit intérieur (ep = 2cm).....0.20 [KN/m²]

Lame d'aire (ep = 5 cm)..... /

Brique creuse (ep =10 cm)..... 0.9 [KN/m²]

$$\mathbf{G = 2.36 [KN/m^2]}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

e) Poids propre des éléments :

- **Poids du plancher : $P = G \times S$**

-plancher terrasse :

$$P=13.47*5.94 =80.01 \text{ [KN]}$$

-Plancher étage courant :

$$P=13.47*5.14 = 69.23 \text{ [KN]}$$

- **Poids des poutres :**

-Poutres principales :

$$P=25(0.35*0.35)*(3.5) =10.72 \text{ [KN]}$$

-Poutres secondaires :

$$P=25(0.30*0.35)*(3.85) =10.11 \text{ [KN]}$$

Poids total des poutres=20.83 [KN]

- **Poids des poteaux :**

-S.SOL: $G=0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25=6.37 \text{ [KN]}$

-Etage courant : $G=0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06=4.78 \text{ [KN]}$

II.5.4. Les surcharge d'exploitations :

Plancher terrasse inaccessible.....1 [KN/m²]

Planche étage courant à usage d'habitation.....1.5 [KN/m²]

Plancher RDC à usage commercial2.5 [KN/m²]

Plancher de sous sol.....3.5 [KN/m²]

Escalier.....2.5[KN/m²]

Balcon3.5[KN/m²]

Acrotère.....1[KN/m²]

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

➤ Loi de dégression des surcharges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$\Sigma_0 = Q_0$	Q_0	Q_0
$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	Q_0	Q_1
$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	$Q_0 + Q_1$	Q_2
.	$Q_0 + Q_1 + Q_2$	Q_3
.		Q_4
.		
$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$		Q_n

Q_0 : surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : (i=1 à n) surcharge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n.

➤ Coefficients de dégression de surcharges :

niveau	S.SOL	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10
coefficient	0.63	0.65	0.66	0.68	0.71	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1	1

➤ Les surcharges cumulées

$$10^{eme} = Q_0 = 1 \times 13.47 = 13.47 \text{ [KN]}$$

$$9^{eme} = Q_0 + Q_1 = 13.47 + (1.5 \times 13.47) = 33.67 \text{ [KN]}$$

$$8^{eme} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.47 + 0.95 (2 \times 1.5 \times 13.47) = 51.85 \text{ [KN]}$$

$$7^{eme} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.47 + 0.90 (3 \times 1.5 \times 13.47) = 68.02 \text{ [KN]}$$

$$6^{eme} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.47 + 0.85 (4 \times 1.5 \times 13.47) = 82.16 \text{ [KN]}$$

$$5^{eme} = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.47 + 0.80 (5 \times 1.5 \times 13.47) = 94.29 \text{ [KN]}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$4^{\text{eme}} = 13.47 + 0.75 (6 \times 1.5 \times 13.47) = 104.39 \text{ [KN]}$$

$$3^{\text{eme}} = 13.47 + 0.71 (7 \times 1.5 \times 13.47) = 113.88 \text{ [KN]}$$

$$2^{\text{eme}} = 13.47 + 0.68 (8 \times 1.5 \times 13.47) = 123.38 \text{ [KN]}$$

$$1^{\text{er}} = 13.47 + 0.66 (9 \times 1.5 \times 13.47) = 133.48 \text{ [KN]}$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0.65 (9 \times 1.5 \times 13.47 + 2.5 \times 13.47) = 13.47 + 140.088 = 153.55 \text{ [KN]}$$

$$\text{S.SOL} = Q_0 + 0.63 (9 \times 1.5 \times 13.47 + 2.5 \times 13.47 + 3.5 \times 13.47) = 178.94 \text{ [KN]}$$

II.5.5. Dimensionnement des Poteaux:

N°	Charges permanentes					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort normal (KN)	Section des Poteaux (cm ²)	
	Plancher	Poteaux	Poutre	G _{total}	G _{cumul}	Q _{total}	Q _{cumul}	N	Section trouvée	Section adoptée
10	80.01	0	20.83	100.8	100.8	13.47	13.47	114.27	76.18	(35x35)
09	57.11	4.78	20.83	82.72	183.52	33.67	47.14	230.66	153.77	(35x35)
08	57.11	4.78	20.83	82.72	266.24	51.85	98.99	365.23	243.49	(35x35)
07	57.11	4.78	20.83	82.72	384.96	68.02	167.01	551.97	367.98	(35x35)
06	57.11	4.78	20.83	82.72	431.68	82.16	249.17	680.85	453.9	(40x40)
05	57.11	4.78	20.83	82.72	514.4	94.29	343.46	857.86	571.91	(40x40)
04	57.11	4.78	20.83	82.72	597.12	104.39	447.85	1044.97	696.65	(40x40)
03	57.11	4.78	20.83	82.72	679.84	113.89	561.73	1241.57	827.71	(40x40)
02	57.11	4.78	20.83	82.72	762.56	123.38	685.11	1447.67	965.11	(45x45)
01	57.11	4.78	20.83	82.72	845.28	133.49	818.59	1663.87	1109.25	(45x45)
RD C	57.11	4.78	20.83	82.72	928.00	153.55	972.14	1900.14	1266.76	(45x45)
S.sol	57.11	6.37	20.83	84.31	1012.31	178.94	1151.08	2163.39	1442.26	(45x45)

Tableau II.1. Récapitulatif de la descente des charges

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

➤ Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1) :

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

- 1) $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow$
- $\text{Min}(35 \times 35) \geq 25 \Rightarrow$ vérifiée
 - $\text{Min}(40 \times 40) \geq 25 \Rightarrow$ vérifiée
 - $\text{Min}(45 \times 45) \geq 25 \Rightarrow$ vérifiée
- 2) $\text{Min}(b, h) \geq h_c/20 \Rightarrow \text{Min}(35 \times 35) \geq \frac{(306-20)}{20} = 14.3 \Rightarrow$ vérifiée
- 3) $1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 35/35 = 1 \leq 4 \Rightarrow$ vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées.

➤ Vérification de l'effort normal (Art 7.4.3.1) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3$$

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute)

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{2163.39}{45 \times 45 \times 25} = 0.043 < 0.3 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ Condition de stabilité de forme :

Vérification au flambement :

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

il faut vérifier l'élancement des poteaux :

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

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Avec :

λ : Elancement du poteau

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

i : Rayon de giration ($(I / B)^{1/2}$).

h : longueur libre du poteau

I : moment d'inertie du poteau (I_{min}) ; $I = hb^3/12$

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

Application numérique :

Etage	Poteau	L_0 (m)	B (m ²)	I (m ⁴)	i (m)	L_f (m)	λ
S.SOL	(45x45)	4.08	0.202	3.42×10^{-3}	0.130	2.856	21.97
RDC.1.2	(45x45)	3.06	0.202	3.42×10^{-3}	0.130	2.142	16.48
3.4.5.6	(40x40)	3.06	0.160	2.13×10^{-3}	0.115	2.142	18.63
7.8.9.10	(35x35)	3.06	0.122	1.25×10^{-3}	0.101	2.142	21.21

Conclusion : la condition sur l'élancement est vérifiée, donc il n'ya pas de risque de flambement.

III. Calcul des éléments

III.1.Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les balcons.

III.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au plancher terrasse.il est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

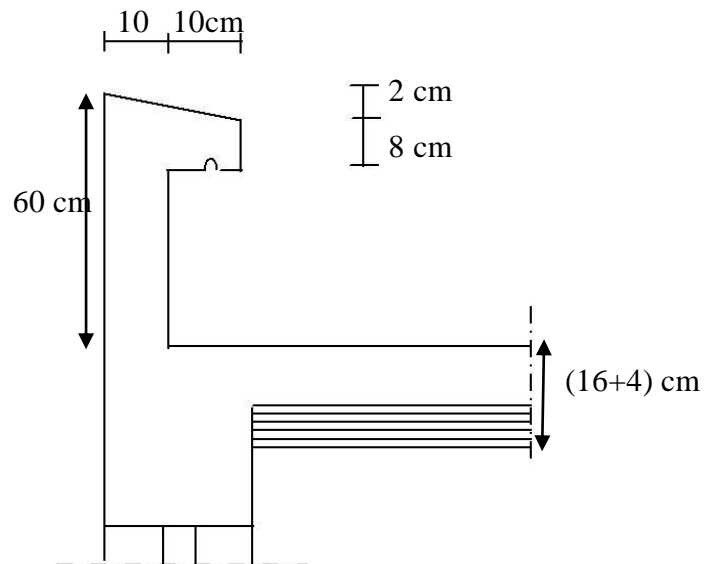


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère.

Chapitre III : calcul des éléments

➤ Diagramme des efforts :

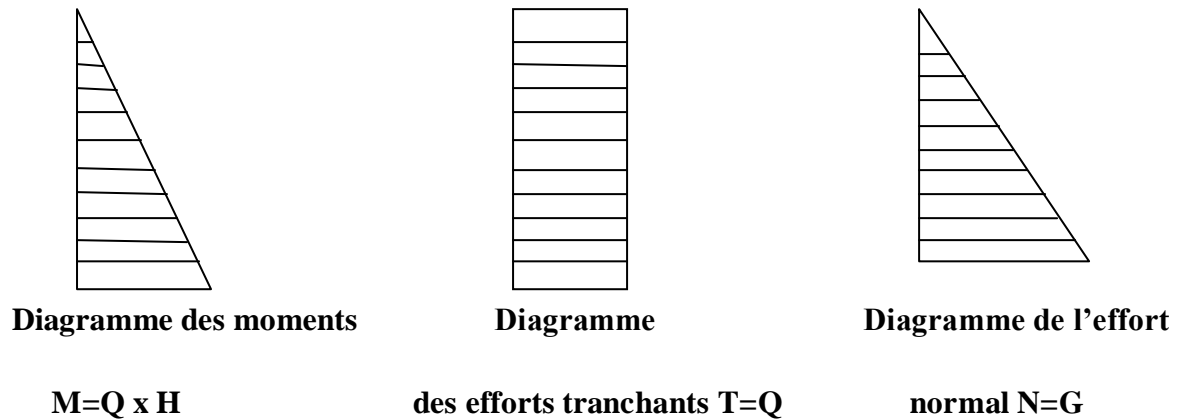


Figure III.2. Diagrammes des efforts

III.2.1.calcul des efforts :

➤ Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot s = 25 [(0.5 \times 0.1) + (0.08 \times 0.2) + (\frac{0.02 \times 0.2}{2})]$$

$$G = 25 (0.05 + 0.016 + 2 \times 10^{-3}) = 1.7 \text{ KN/ml}$$

Avec:

ρ : La masse volumique du béton.

S : section de l'acrotère.

Q : surcharge d'exploitation. Q=1 KN/ml

M : moment de renversement dû à la surcharge Q

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

$$T: \text{ effort tranchant. } T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN/ml} \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

$$N : \text{ effort dû au poids propre } G. N = G \times 1 \text{ ml} = 1.7 \text{ KN}$$

Chapitre III : calcul des éléments

III.2.2.combinaison de charge :

À l'ELU:

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7 = 2.295 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

À l'ELS:

$$N_S = G = 1.7 \text{ KN}$$

$$M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.3.ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée

$$h = 10 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} \text{ et } d = 8 \text{ cm}$$

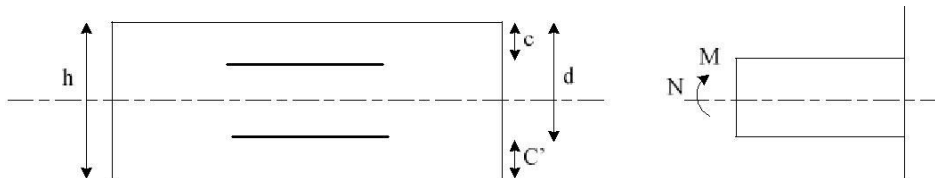


Figure III.3. Schéma de calcul de l'acrotère

h : épaisseur de la section

c et c' : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton

$d = h - c$ la hauteur utile.

M_f : moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures tendues

- Calcul à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.9 / 2.295 = 0.392 \text{ m} = 39.2 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \implies e_u > \frac{h}{2} - c$$

Chapitre III : calcul des éléments

Avec :

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité

$\frac{h}{2} - c = y$: c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

$e_u > \frac{h}{2} - c \implies$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures.

b) Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.295 (0.03) = 0.969 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

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

$$\mu_b = \frac{0.969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.01066 < \mu_r = 0.392 \implies \text{section simplement armée. les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires $\implies \beta = 0.994$

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.969 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.350 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée de l'armature réelle :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.350 - \frac{2.295}{\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$A = 0.350 - \frac{2.295}{34.8} = 0.284 \text{ cm}^2$$

III.2.4. vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :(art A.4.2, 1 BAEL91)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A = 0.284 \text{ cm}^2 \implies$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

Conclusion : les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 avec un espacement de 15 cm.

b) Vérification au cisaillement :(art A.5.1, 1 BAEL91)

Nous avons une fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec } V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ la condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas

Chapitre III : calcul des éléments

nécessaires (pas de risque de cisaillement).

c) Vérification de l'adhérence des barres : (art A .6.1, 3 BAEL91)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad \left\{ \Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA} \right.$$

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

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi \quad \text{avec : } n \text{ c'est le nombre des barres.}$$

$$\sum u_i = 3.14 \times 4 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 10.048 \times 10^2} = 0.2073 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$ la section est vérifiée.

d) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \implies \text{vérifiée}$$

Armatures de répartition : $S_t = \min(4h, 45 \text{ cm})$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \implies \text{vérifiée}$$

e) Ancrage des barres :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{8 \times 400}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.19 \text{ mm}$$

On prend : $L_s = 29 \text{ cm}$

Selon BAEL91 ; art A.6.1, 23 : la longueur de scellement est donnée par :

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

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0.6 L_s = 0.6 \times 32 = 20 \text{ cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.2.5. Calcul à l'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans les aciers

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{bd} = \frac{2.01 \times 100}{100 \times 8} = 0.253 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ \alpha_1 = 0.240 \\ k_1 = 47.50 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.6 \times 1000}{0.920 \times 80 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{40.55}{47.50} = 0.854 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Les vérifications dans les aciers :

On doit vérifier que $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ avec : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$

Avec : $\eta = 1.6$ (coefficient de fissuration des barres à H.A)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.6 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \text{la condition est vérifiée}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS

- Armatures principales.....4HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25 cm
- Armatures de répartition.....4HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 15 cm.

Chapitre III : calcul des éléments

III.3. Calcul des planchers :

III.3.1. Introduction :

Le bâtiment dispose d'un plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée.

III.3.2. La dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL91 :

- 20 cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures \parallel aux poutrelles.

a) Ferrailage de la dalle de compression :

- Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ lorsque } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

L : Entraxes des poutrelles, exprimé en cm.

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa.

Soit : $A_{\perp} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- Armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \implies A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2.$$

Chapitre III : calcul des éléments

Soit : $A_{//} = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

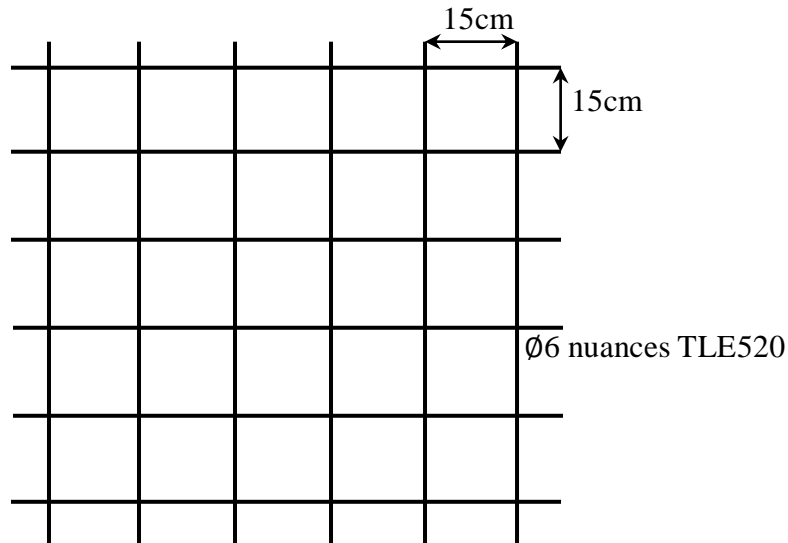


Figure III.3.1. Schéma d'un treillis soudé.

b) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Leur calcul est généralement fait en deux étapes.

Etape1 : avant coulage de la dalle de compression :

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

a) Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

$$\text{Poids total : } \mathbf{G} = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

b) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

Chapitre III : calcul des éléments

- **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q.$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$L = 4.1 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.1)^2}{8} = 5.25 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4.1}{2} = 5.125 \text{ KN}$$

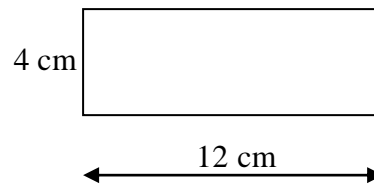
- **Calcul de la section d'armature :**

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5.25 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 7.70 \gg 0.392.$$

⇒ La section est doublement armée.



Section transversale de la poutrelle

Remarque :

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4 cm il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Cependant, il est nécessaire de prévoir un échafaudage sur lequel reposeront les poutrelles.

Chapitre III : calcul des éléments

Etape2 : après coulage de dalle :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue de section en T. Elle est simplement appuyée sur les appuis intermédiaire et partiellement encastrée sur les appuis de rive. Après coulage ; la poutrelle aura les caractéristiques géométriques décrites sur le schéma suivant :

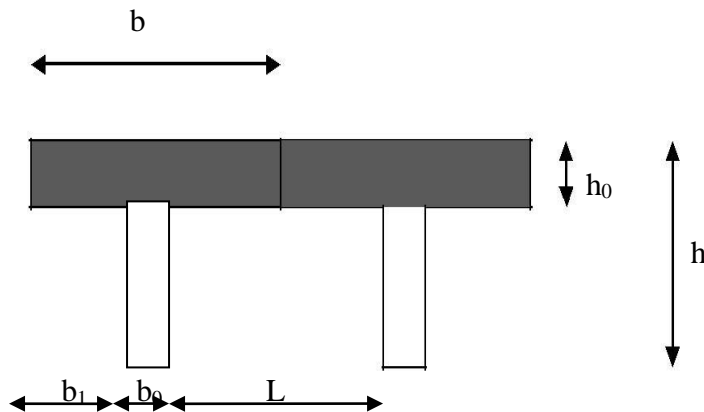


Figure III.3.2. Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

Avec :

h : hauteur de la poutrelle (16 + 4).

h_0 : hauteur de la table de compression.

b : largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{1}{10} ; \frac{l_0}{2} ; 8h_0 \right)$$

l_0 : la distance entre axe des poutrelles $\Rightarrow l_0 = 65 - 12 = 53$ cm.

$$b_1 = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

III.3.3. Calcul du plancher à usage d'habitation :

🚧 Chargement :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes :

- Charge permanente : $G = 5.14 \times 0.65 = 3.34$ kN/ml.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ kN/ml.

Chapitre III : calcul des éléments

Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.34 + 1.5 \times 0.975 = 5.97 \text{ kN/ml.}$$

Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts interne se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes : (art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99).

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

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- la méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/ml})$. $Q = 1.5 \text{ KN/ml} \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/ml}) = 10.28 \implies$ condition vérifié.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{310}{410} = 0.76 \implies \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc le calcul se fera à l'aide de la méthode des trois moments.

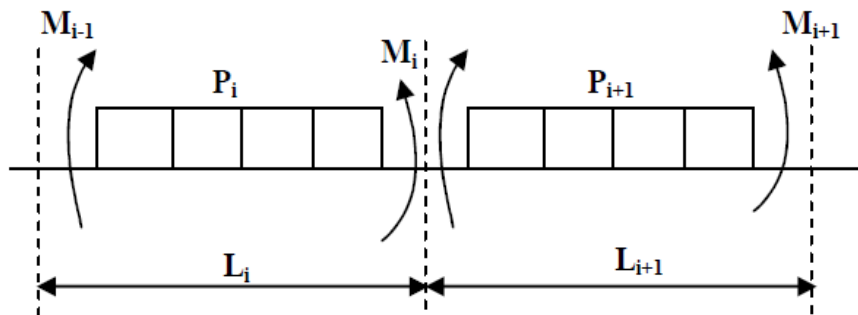
Exposition de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaire pour obtenir une succession de poutre isostatiques de longueur respectives l_i et l_{i+1} .

Chaque travée est étudiée indépendamment.

Chapitre III : calcul des éléments

Les expressions de cette méthode sont données par les équations suivantes :



Aux appuis :

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times L_{i+1} = - \left(\frac{q_i \times L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \times L_{i+1}^3}{4} \right)$$

En travées :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

$$\mu(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

La position du moment maximum $\implies \frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_i}$

Avec : M_{i-1} ; M_i et M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : $i-1$; i et $i+1$.

L_i : la portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

L_{i+1} : la portée de la travée à droite de l'appui « i ».

q_i : la charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : la charge répartie à droite de l'appui « i ».

Dans notre cas nous avons la même charge. ($q_i = q_{i+1}$).

Chapitre III : calcul des éléments

A. Calcul à l'ELU :

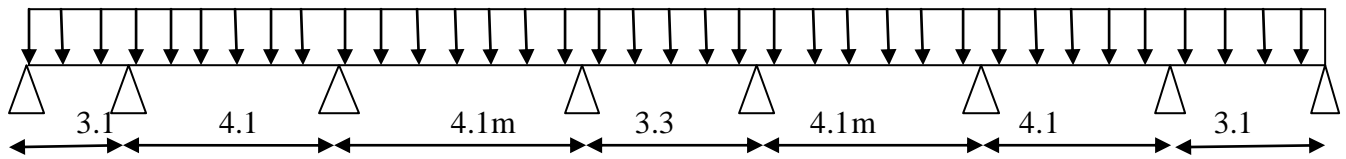


Figure III.3.3 Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul des moments aux appuis :

$L_0 = 0$; $L_1 = 3.1$ m ; $L_2 = 4.1$ m ; $L_3 = 4.1$ m ; $L_4 = 3.3$ m ; $L_5 = 4.1$ m ; $L_6 = 4.1$ m ; $L_7 = 3.1$ m
 et $q_u = 5.97$ KN/ml.

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$	$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} =$ $-(\frac{q_i x L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} x L_{i+1}^3}{4})$	M_i (kN.m)
0	0	3.1	5.97	$6.2M_0 + 3.1M_1 = -44.46$	-3.77
1	3.1	4.1	5.97	$3.1M_0 + 14.4M_1 + 4.1M_2 = -147.33$	-6.80
2	4.1	4.1	5.97	$4.1M_1 + 16.4M_2 + 4.1M_3 = -205.73$	-9.20
3	4.1	3.3	5.97	$4.1M_2 + 14.8M_3 + 3.3M_4 = -156.50$	-6.57
4	3.3	4.1	5.97	$3.3M_3 + 14.8M_4 + 4.1M_5 = -156.50$	-6.57
5	4.1	4.1	5.97	$4.1M_4 + 16.4M_5 + 4.1M_6 = -205.73$	-9.20
6	4.1	3.1	5.97	$4.1M_5 + 14.4M_6 + 3.1M_7 = -147.33$	-6.80
7	3.1	0	5.97	$3.1M_6 + 6.2M_7 = -44.46$	-3.77

Tableau III.3.1. Les moments aux appuis

Remarque :

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

Chapitre III : calcul des éléments

- Les moments corrigés :

Appuis	Les moments corrigés (kN.m)
0	$\frac{2}{3}M_0 = -2.51$
1	$\frac{2}{3}M_1 = -4.53$
2	$\frac{2}{3}M_2 = -6.13$
3	$\frac{2}{3}M_3 = -4.38$
4	$\frac{2}{3}M_4 = -4.38$
5	$\frac{2}{3}M_5 = -6.13$
6	$\frac{2}{3}M_6 = -4.53$
7	$\frac{2}{3}M_7 = -2.51$

Tableau III.3.2. Les moments corrigés.

- Calcul des moments en travées :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \left(\frac{x}{L_i}\right) \quad \text{avec : } \mu(x) = \frac{qL}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_i}$$

Travées	L(m)	q _u (kN/ml)	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X (m)	μ(x)	M (travée)
0-1	3.1	5.97	-2.51	-4.53	1.441	7.14	3.69
1-2	4.1	5.97	-4.53	-6.13	1.985	12.53	7.23
2-3	4.1	5.97	-6.13	-4.38	2.121	12.53	7.30
3-4	3.3	5.97	-4.38	-4.38	1.650	8.13	3.75
4-5	4.1	5.97	-4.38	-6.13	1.980	12.53	7.30
5-6	4.1	5.97	-6.13	-4.53	2.115	12.53	7.23
6-7	3.1	5.97	-4.53	-2.51	1.660	7.14	3.69

Tableau III.3.3. Les moments en travées.

Chapitre III : calcul des éléments

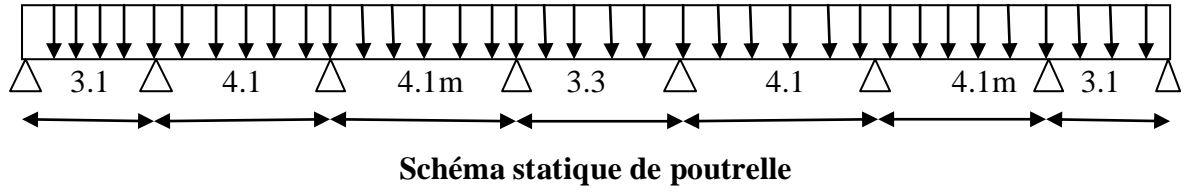
- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} - qx$$

travées	L(m)	q _u (kN/ml)	M _i (kN.m)	M _{i+1}	V(x) (kN)	
					X = 0	X = L
0-1	3.1	5.97	-2.51	-4.53	8.60	-9.91
1-2	4.1	5.97	-4.53	-6.13	11.85	-12.63
2-3	4.1	5.97	-6.13	-4.38	12.67	-11.81
3-4	3.3	5.97	-4.38	-4.38	9.85	-9.85
4-5	4.1	5.97	-4.38	-6.13	11.81	-12.67
5-6	4.1	5.97	-6.13	-4.53	12.63	-11.85
6-7	3.1	5.97	-4.53	-2.51	9.91	-8.6

Tableau III.3.4. Les efforts tranchants.

- Les diagrammes :



1. Diagramme des efforts tranchants :

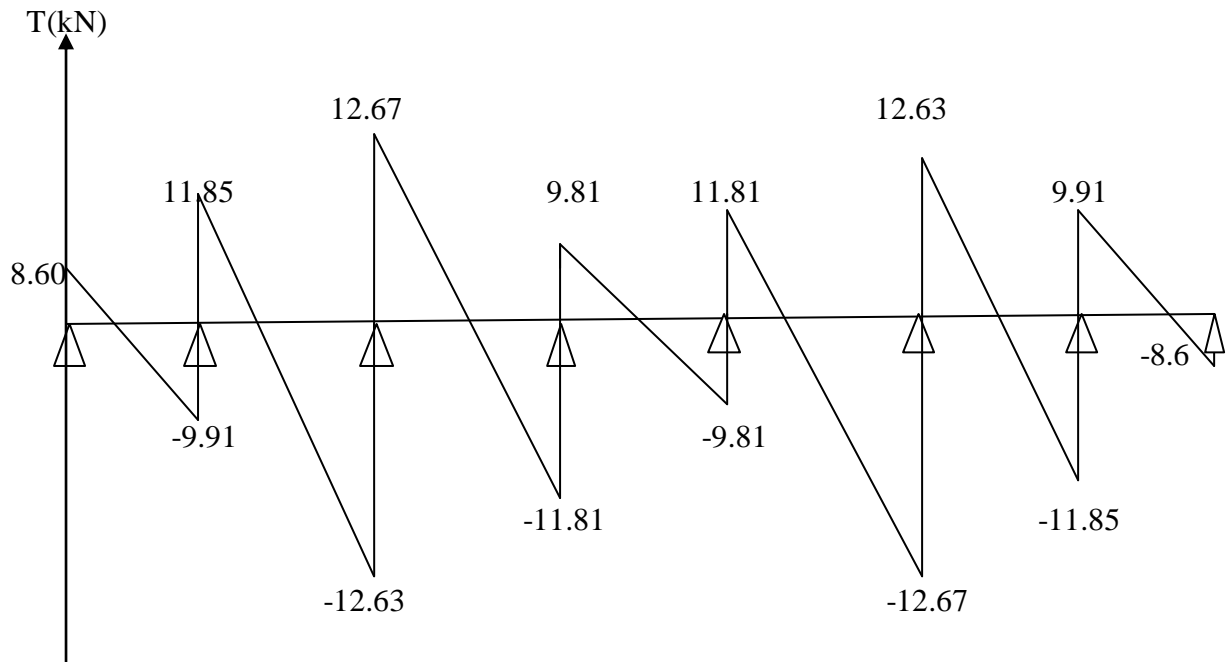


Figure III.3.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

2. Diagramme des moments :

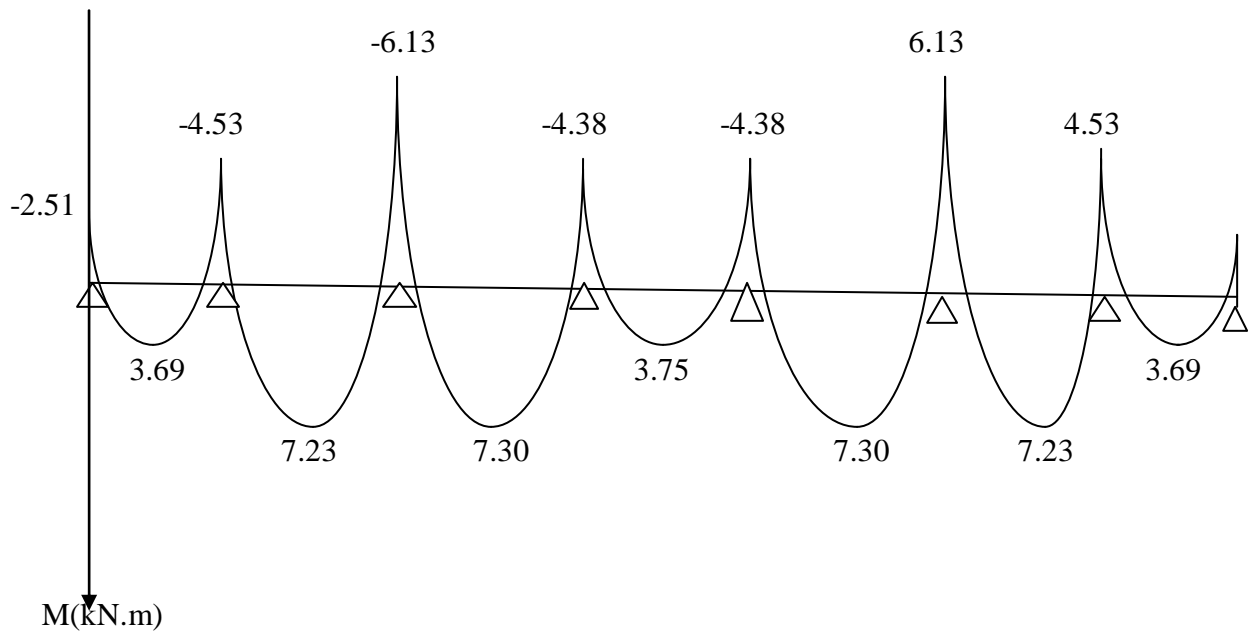


Figure III.3.5. Diagramme des moments à l'ELU.

Conclusion :

$$M_{ut}^{max} = 7.30 \text{ KN.m} ; M_{ua}^{max} = 6.13 \text{ KN.m} \text{ et } T_u^{max} = 12.67 \text{ kN.}$$

B. Calcul des armatures :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

Armatures longitudinales :

- **En travées :**

Moment max en travées : $M_t^{max} = 7.30 \text{ kN.m}$

Chapitre III : calcul des éléments

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$M_t^{max} = 7.30 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire de (b x h).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.30}{0.65 * 0.18^2 * 14.2 * 10^3} = 0.024$$

$\mu = 0.024 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta * d * \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.30}{0.988 * 0.18 * \frac{400}{1.15}} * 10 = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{max} = 6.13 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 * h$).

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 * d^2 * f_{bc}} = \frac{6.13}{0.12 * 0.18^2 * 14.2 * 10^3} = 0.111$$

$\mu = 0.111 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu = 0.111 \Rightarrow \beta = 0.941$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{6.13}{0.941 * 0.18 * 348} * 10$$

$A_a = 1.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Soit : $A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

Chapitre III : calcul des éléments

Armatures transversales :

- **Diamètre :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_1 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.2 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de 8 avec : $A_t = 2HA8 = 1\text{cm}^2$.

- **Espacement des cadres :** (BAEL91/Art.5.1,22)

$$S_t \leq \min (0.9d, 40) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (16.2 ; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

C. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (Art. A.4.2.1/BAEL91)

Par définition, une section tendue ou fléchie considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée, entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur (b) armée d'une section (A_s) cette condition s'exprime par :

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0.23 * \frac{f_{tj}}{f_e}$$

En travée :

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

$$A_{min} = 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 * 65 * 18 * \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_{min} = 0.23 * 12 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** (Art. A.5.1.1/BAEL91)

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 tangentielle (τ_u).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 * d} = \frac{12.67 * 10^3}{120 * 180} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (art A.5.1.31/BAEL91)

Sur le béton :

$$T_u^{max} \leq 0.4 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * 0.9d * b_0 = 0.4 * \frac{25}{1.5} * 0.9 * 180 * 120 = 129.6 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 12.67 \text{ kN} \leq 129.6 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sur l'acier :

On doit vérifiée que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a^{max}}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(12.67 * 10^3 - \frac{6.13 * 10^6}{0.9 * 180} \right) = -0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > -0.72 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

- **Ancrage des barres** (art A.6.1,23/BAEL91)

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s ; dite longueur de scellement droit.

D'après les règles de BAEL91 ; la longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28}$

$\psi_s = 1.5$ pour les HA.

$f_{t28} = 2.1$ MPa

$\tau_{su} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835$ MPa

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_c = 400$ MPa

$L_s = \frac{1.2 * 400}{4 * 2.835} = 42.3$ cm

Soit : $L_s = 42.3$ cm donc : $L_a = 0.4 * 42.3 = 16.92$ cm

L_a : la longueur d'ancrage.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 * d * \sum U_i}$$

Avec

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

$$\sum U_i = n * \pi * \emptyset$$

n : Nombre des barres.

Chapitre III : calcul des éléments

En travées :

$$\sum U_i = 3 * 3.14 * 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.67 * 10^3}{0.9 * 180 * 75.36} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

Aux appuis :

$$\sum U_i = 1 * 3.14 * 12 = 37.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.67 * 10^3}{0.9 * 180 * 37.68} = 2.08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

D. Calcul à l'ELS :

- **Combinaison de charge :**

$$q_s = G + Q = (5.14 + 1.5) * 0.65 = 4.32 \text{ KN/ml}$$

- **Les efforts internes à l'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats à l'ELS ; il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le

coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$.

$$\text{On a : } q_u = 5.97 \text{ KN/ml ; } \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.32}{5.97} = 0.723$$

Chapitre III : calcul des éléments

- **Calcul des moments fléchissant :**

Aux appuis :

$$M_0 = -2.51 * 0.723 = -1.81 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = -4.53 * 0.723 = -3.28 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -6.13 * 0.723 = -4.43 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -4.38 * 0.723 = -3.17 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -4.38 * 0.723 = -3.17 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -6.13 * 0.723 = -4.43 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = -4.53 * 0.723 = -3.28 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = -2.51 * 0.723 = -1.81 \text{ kN.m}$$

En travées :

$$M_{0-1} = 3.69 * 0.723 = 2.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{1-2} = 7.23 * 0.723 = 5.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{2-3} = 7.30 * 0.723 = 5.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{3-4} = 3.75 * 0.723 = 2.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{4-5} = 7.30 * 0.723 = 5.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{5-6} = 7.23 * 0.723 = 5.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{6-7} = 3.69 * 0.723 = 2.67 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_s = V_u * 0.723$$

Travées	L (m)	q _s (kN/ml)	M _i (kN.m)	M _{i+1}	V(x) kN	
					X = 0	X = L
0-1	3.1	4.32	-1.81	-3.28	6.22	-7.16
1-2	4.1	4.32	-3.28	-4.43	8.57	-9.13
2-3	4.1	4.32	-4.43	-3.17	9.16	-8.54
3-4	3.3	4.32	-3.17	-3.17	7.12	-7.12
4-5	4.1	4.32	-3.17	-4.43	8.54	-9.16
5-6	4.1	4.32	-4.43	-3.28	9.13	-8.57
6-7	3.1	4.32	-3.28	-1.81	7.16	-6.22

Tableau III.3.5. Les efforts tranchants à l'ELS.

Chapitre III : calcul des éléments

- Les diagrammes :

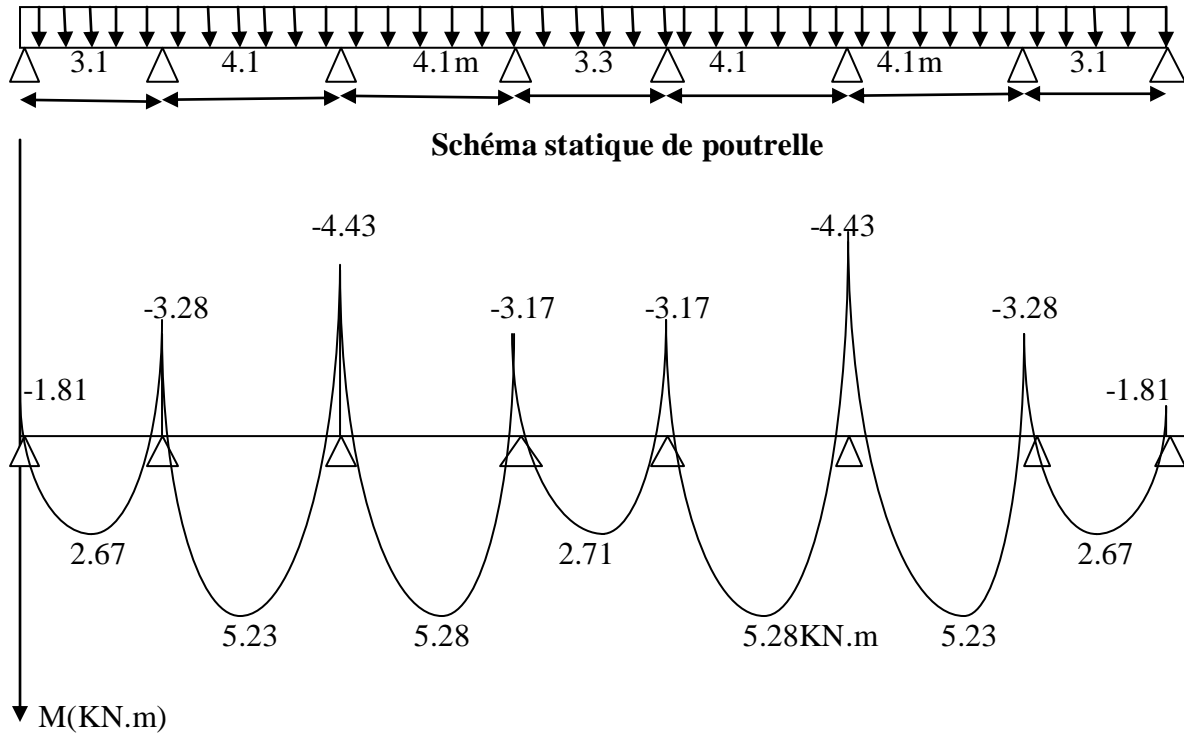


Figure III.3.6. Diagramme des moments à l'ELS.

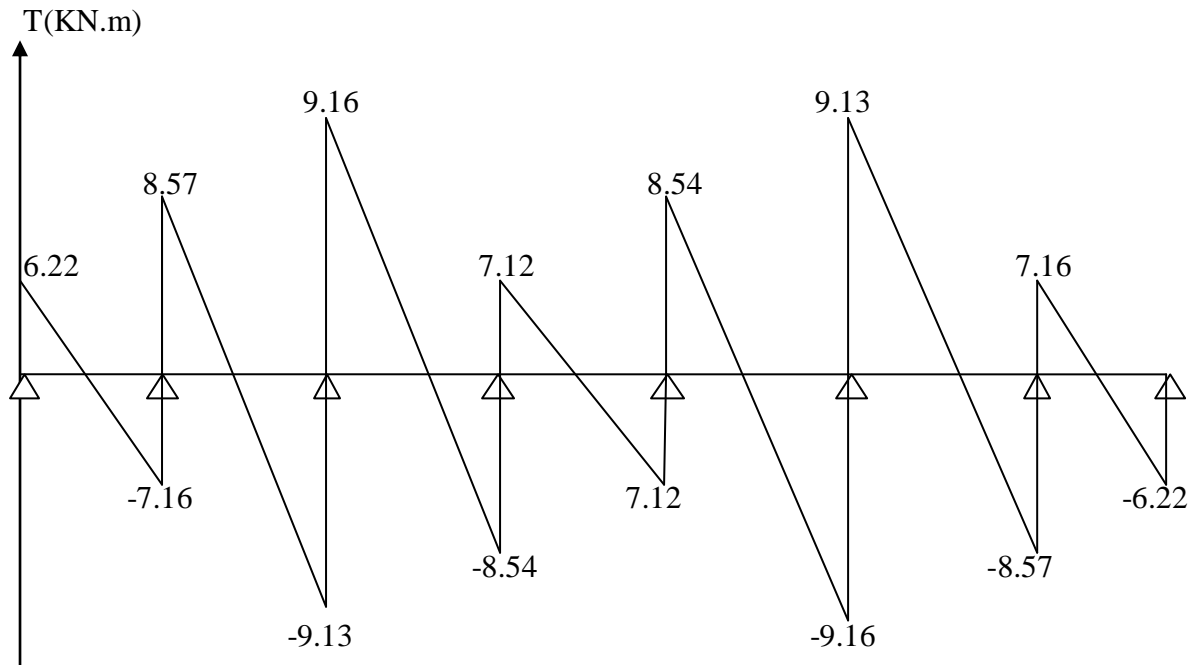


Figure III.3.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Chapitre III : calcul des éléments

Conclusion :

$$M_{st}^{max} = 5.28 \text{ kN.m} ; M_{sa}^{max} = 4.43 \text{ kN.m} ; T_s^{max} = 9.16 \text{ kN.}$$

E. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :** (Art A.4.5.2/BAEL91)

Aux appuis :

Contrainte dans le béton :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_a}{b * d} = \frac{100 * 1.13}{12 * 18} = 0.52$$

$$\rho_1 = 0.52 \implies \beta = 0.892 ; K_1 = 31.30$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta * d * A_s} = \frac{4.43 * 10^3}{0.892 * 18 * 1.13} = 244.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{244.17}{31.30} = 7.8 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte dans les aciers :

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

$$\sigma_s = 244.17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

En travées :

Contrainte dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 1.51}{12 \cdot 18} = 0.7$$

$$\rho_1 = 0.7 \Rightarrow \beta = 0.879 ; K_1 = 26.32$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{St}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{5.28 \cdot 10^3}{0.879 \cdot 18 \cdot 1.51} = 221 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{221}{26.32} = 8.4 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Contrainte dans les aciers :

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

$$\sigma_s = 221 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ condition vérifiée.

- **Etat limite de déformation :**

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10M_0} \\ \frac{A_{St}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la section est égale à 20 cm.} \\ L : \text{ la plus grande travée est égale à 410 cm} \\ A : \text{ section des armatures tendues.} \end{array}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0.049 < \frac{1}{16} \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche est obligatoire car la première condition n'est pas vérifiée.

Chapitre III : calcul des éléments

Calcul de la flèche :

On doit vérifiée que :

$$f = \frac{M_t * L^2}{10 * E_v * I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4100}{500} = 8.2 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \mu * \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = (b_0 * h) + (b - b_0) * h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = (12 * 20) + (65 - 12) * 4 + 15 * 1.51$$

$$B_0 = 240 + 212 + 22.65 = 474.65 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 * 20^2}{2} + (65 - 12) * \frac{4^2}{2} + 15 * 1.51 * 18$$

$$S_{/xx} = 2400 + 424 + 407.7 = 3231.7 \text{ cm}^3$$

Chapitre III : calcul des éléments

Calcul de V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3231.7}{474.65} = 6.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.81 = 13.19 \text{ cm.}$$

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

$$I_0 = 18465.93 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 * d} = \frac{1.51}{12 * 18} = 0.007$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 * b_0}{b}\right) * \rho} = \frac{0.02 * 2.1}{\left(2 + 3 * \frac{12}{65}\right) * 0.007} = 2.35$$

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

$$\sigma_s = 221 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0.556$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 * 18465.93}{1 + (0.556 * 2.35 * \frac{2}{5})} = 13340.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t * L^2}{10 * E_v * I_{fv}} = \frac{5.28 * 10^6 * 4100^2}{10 * 10818.865 * 13340.33 * 10^4} = 6.15 \text{ mm}$$

$$f = 6.15 \leq \bar{f} = 8.4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée, alors les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

Chapitre III. Calcul des éléments

III.4. Calcul des dalles pleines (balcons):

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur $h = 1$ m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14.5 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 15$ cm

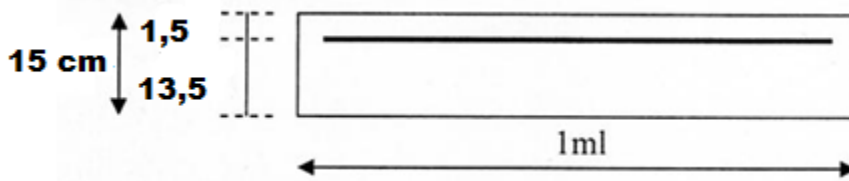


Figure III.4.1. Schéma du balcon

III.4.1. Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

$$G = 5.35 \text{ kN/ml}$$

b) Surcharges d'exploitation :

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

c) Charge concentrée :

Poids propre du garde corps..... $G_2=1.46$ [kN].

Charge due à la main courante $Q_2=1$ [kN]

III.4.2. Calcul à l'ELU :

Le balcon travaille en flexion simple

a) Combinaison de charge :

- Dalle : $q_{ul} = 1.35G + 1.5Q$

$$q_{ul} = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.4725 \text{ kN/ml}$$

Chapitre III. Calcul des éléments

- Garde corps : $q_{u2} = 1.35G_2$

$$G_2 = 1.46 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35 \times 1.46 = 1.971 \text{ kN/ml}$$

b) Le moment provoqué par la charge Q_u :

$$M_u = q_{u1} \times \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = 12.4725 \times \frac{1.45^2}{2} + 1.971 \times 1.45$$

$$M_u = 13.11 + 2.86 = 15.97 \text{ kN.m}$$

c) L'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2}$$

$$V_u = 12.4725 \times 1.45 + 1.971$$

$$V_u = 18.08 + 1.971 = 20.05 \text{ kN}$$

III.4.3. Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage des balcons est déterminé en flexion simple.

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

- **Armatures principales :**

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

On considère une section rectangulaire de hauteur $h = 15 \text{ cm}$ et de largeur $b = 100 \text{ cm}$.

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{15.97 \times 1000}{100 \times (13.5)^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\mu_b = 0.062 < \mu_r = 0.392 \implies \text{section simplement armé}$$

$$\mu_b = 0.062 \implies \beta = 0.968$$

Chapitre III. Calcul des éléments

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

$$A_{st} = \frac{15.97 \times 1000}{0.968 \times 13 \times 348} = 3.51 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

- **Armatures secondaire :**

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

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.4.4. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (art A.4.2, 1 BAEL91)

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

A = 4.52 cm² > A_{min} = 1.63 cm² \implies condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant : (art A.5.2, 1 BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{20.05 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.148 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ car on a une fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ Conditions vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaire, car il n'ya aucun risque de cisaillement.

Chapitre III. Calcul des éléments

c) L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\bar{V}_u = 0.4f_{c28} \times 0.9 \frac{bd}{\gamma_s}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 10^3 \times \frac{0.135 \times 1}{1.15}$$

$$\bar{V}_u = 1056.52 \text{ KN}$$

$V_u < \bar{V}_u \implies$ Condition vérifiée

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \Sigma u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.05 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times (4 \times 3.14 \times 1.2 \times 10)} = 1.095 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$ condition vérifiée, il n'ya aucun risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres aux appuis :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_s = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm}$$

Chapitre III. Calcul des éléments

On prévoit des crochets de longueur : $L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 42.328 = 16.93 \text{ cm}$

$$L_a = 17 \text{ cm}$$

f) Espacement des barres :

• Armatures principales :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.5. Calcul à l'ELS :

a) Combinaison de charge :

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

Il faut vérifiée que $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\text{Avec : } \eta = 1.6$$

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

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y)$$

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_s = 8.85 \times \frac{1.45^2}{2} + 1 \times 1.45$$

$$M_s = 10.75 \text{ KN.m} = 10.75 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

Chapitre III. Calcul des éléments

$$d = 13.5 \text{ cm} = 135 \text{ mm}$$

- position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{by^2}{2} - n \times A_{st} (d-y) = 0 \quad n = 15 \quad A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\Delta} = 433.20$$

$$y = 5.01 \text{ cm} = 50.1 \text{ mm}$$

- moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{by^3}{3} + n \times A_{st} (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.01^3}{3} + 15 \times 4.52 (13.5 - 5.01)^2$$

$$I = 46804.20 \text{ cm}^4 = 46804.2 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{10.75 \times 10^6}{46804.2 \times 10^4} \times (135 - 50.1)$$

$$\sigma_{st} = 29.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

III.5. Calcul des escaliers d'étage :

III.5.1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre.

Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers :

- Escalier du sous sol : à deux volées continues avec palier intermédiaire.
- Escalier d'autres niveaux : sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

III.5.2. Les caractéristiques :

- L'embranchement : largeur utile de l'escalier, mesuré entre murs ou entre limons.
- Le giron (g) : la distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ.
- La contre marche : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- La marche : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- La volée : est l'ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : plate-forme en béton ; en bois ou en métal située en extrémité d'une volée.

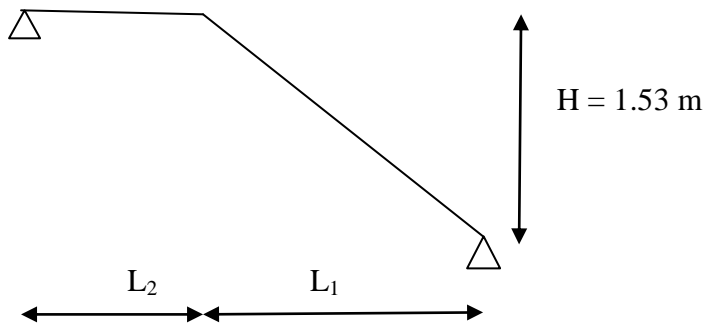


Figure III.5.1. Schéma statique de l'escalier

On a :

h : la hauteur de contre marche. Entre 16 et 18 cm.

On prend : $h = 17$ cm.

L_1 : la longueur de la paillasse projetée.

L_2 : la longueur de palier1.

Chapitre III : calcul des éléments

D'après la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

D'où : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \implies$ on prend $g = 30 \text{ cm}$.

III.5.3. pré dimensionnement :

a) Nombre de contremarches (n) :

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contremarches par volée.}$$

Nombre de marches : $n-1 = 8$ marches.

b) La longueur de ligne de foulée :

$$L_1 = (n-1)g = 8 \times 0.3 = 2.4 \text{ m}$$

c) L'inclinaison de la pailleasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} \implies \tan^{-1} \frac{H}{L_1} = \alpha$$

$$\text{Donc : } \alpha = 32.52^\circ$$

d) Dimensionnement de la pailleasse et palier :

L' : la longueur réelle de la pailleasse.

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \implies L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 284.63 + 140 = 424.63 \text{ cm}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\frac{424.63}{30} \leq e_p \leq \frac{424.63}{20}$$

$$14.15 \leq e_p \leq 21.23$$

On prend : $e_p = 18 \text{ cm}$.

III.5.4. Détermination de charges et surcharges :

a) charge permanentes :

La pailleasse :

$$- \text{ Poids propre de la pailleasse : } \frac{25 \times 0.18}{\cos \alpha} = 5.3 \text{ kN/ml}$$

Chapitre III : calcul des éléments

- Poids de la marche : $\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125 \text{ kN/ml}$
- Poids des carrelages scellés : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ kN/ml}$
- Lit de sable (2cm) : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ kN/ml}$
- Poids de plâtre : $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ kN/ml}$
- Mortier de pose : $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ kN/ml}$
- Garde corps : 0.2 kN/ml

$$\mathbf{G = 9.065 \text{ kN/ml}}$$

Le palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.18 = 4.5 \text{ kN/ml}$
- Poids de revêtement : 1.44 kN/ml

$$\mathbf{G = 5.94 \text{ kN/ml}}$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/ml}$$

c) Combinaison de charge :

- **ELU :**

La paillasse :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.065 + 1.5 \times 2.5 = 16 \text{ kN/ml}$$

Les paliers :

$$q_u = 1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5 = 11.77 \text{ kN/ml}$$

- **ELS :**

La paillasse :

$$q_s = G + Q = 9.065 + 2.5 = 11.56 \text{ kN/ml}$$

Les paliers :

$$q_s = 5.94 + 2.5 = 8.44 \text{ kN/ml}$$

III.5.5. Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m

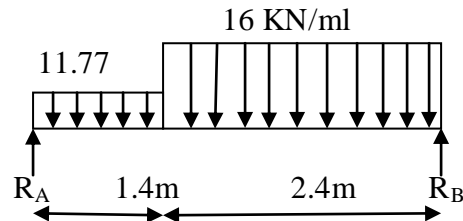


Figure III.5.2 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

- **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,77 \times 1,4 + 16 \times 2,4 = 54,88 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B \times 3,8 - 16 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,4\right) - 11,77 \times 1,4 \times \frac{1,4}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,8 = 99,84 + 11,5346 = 111,3746 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow R_B = 29,31 \text{ kN}$$

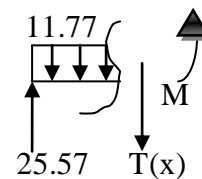
Donc : $R_A = 54,88 - 29,31 = 25,57 \text{ kN}$

- **Efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$$

$$T(x) = -11,77x + 25,57$$

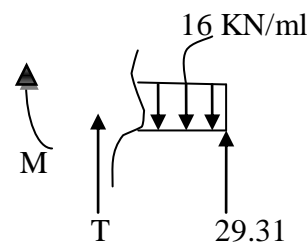
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = 25,57 \text{ kN.} \\ \text{Pour } x = 1,4 \text{ m} \Rightarrow T(1,4) = 9,09 \text{ kN.} \end{array} \right.$$



$$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$$

$$T(x) = 16x - 29,31$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = -29,31 \text{ kN.} \\ \text{Pour } x = 2,4 \Rightarrow T(2,4) = 9,09 \text{ kN.} \end{array} \right.$$



Chapitre III : calcul des éléments

- **Les moments fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$M(x) = 25.57x - 11.77 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 1.4 \Rightarrow M(1.4) = 24.26 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = 29.31x - 16 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 2.4 \Rightarrow M(2.4) = 24.26 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

tronçons	Expression de T	Expressions de M	X	M	T
$0 \leq x \leq 1.4$	$-11.77x + 25.57$	$25.57x - 11.77 \frac{x^2}{2}$	0	0	25.57 kN
			1.4 m	24.26 KN.m	9.09 kN
$0 \leq x \leq 2.4$	$16x - 29.31$	$29.31x - 16 \frac{x^2}{2}$	0	0	-29.31 kN
			2.4 m	24.26 KN.m	9.09 kN

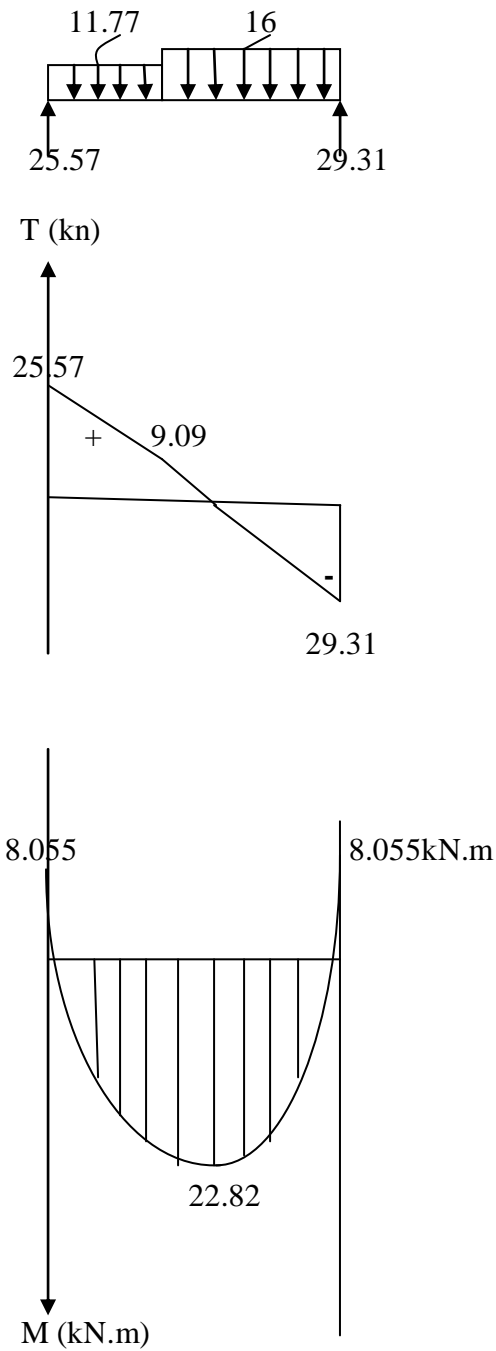
$$T(x) = 0 \Rightarrow 16x - 29.31 = 0 \Rightarrow x = 1.83 \text{ m}$$

$$M(1.83) = -16 \frac{1.83^2}{2} + 29.31 (1.83) = 26.85 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0.3 M_{\max} = -8.055 \text{ kN.m} \\ M_t = 0.85 M_{\max} = 22.82 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments

- Diagrammes des moments et efforts tranchants :



III.5.3. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

Chapitre III : calcul des éléments

b) Calcul des armatures :

$C = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$ et $d = e_p - 2 = 16 \text{ cm}$

• Les armatures principales :

Aux appuis :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.055 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.022 < \mu_r = 0.392$$

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

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

$$A_a = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.055 \cdot 10^3}{0.989 \cdot 16 \cdot 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 ($A_a = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

En travées :

$$M_t = 22.82 \text{ kN.m}$$

$$\mu_t = \frac{22.82 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.063 < \mu_r = 0.392. \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_t = 0.063 \Rightarrow \beta_u = 0.9685$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.82 \cdot 10^3}{0.9685 \cdot 16 \cdot 348} = 4.23 \text{ cm}^2$$

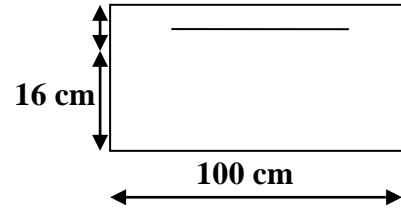
On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

• Les armatures de répartitions :

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA6 ($A_r = 1.13 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$



Chapitre III : calcul des éléments

En travées :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 ($A_r = 2.01 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

c) Vérification à l'ELU :

• Vérification de la condition de non fragilité du béton :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

• Vérification de contrainte tangentielle :

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

Avec : $V_u = 29.31 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{29.31 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}).$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

• Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis)

On doit vérifiée que : $T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$ avec : $a \leq 0.9d$

$$T_{\max} = 29.31 \text{ kN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 ; a = 0.9 * 0.16 = 0.144 \text{ m et } b = 1 \text{ m}.$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} * 0.144 * 1 = 960 \text{ kN}$$

$T_{\max} < 960 \text{ kN}$condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{tj} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec : $\sum u$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = \frac{29.31 * 10^3}{0.9 * 160 * 5 * 3.14 * 12} = 1.08 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} = \frac{12 * 400}{4 * 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.33 \text{ cm}$$

$$L_a = L_s * 0.4 = 16.93 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres :**

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

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

III.5.6. Calcul à l'ELS :

On a :

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = 8.44 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_s = 11.56 \text{ kN/ml}$$

Chapitre III : calcul des éléments

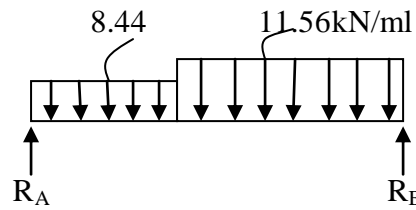
a) Calcul des efforts internes :

• Réactions d'appuis :

$$\sum F_{/y} = 0$$

$$R_A + R_B = 8.44 * 1.4 + 11.56 * 2.4$$

$$R_A + R_B = 39.56 \text{ kN.}$$



$$\sum M_{/A} = 0$$

$$R_B * 3.8 - (8.44 * 1.4 * \frac{1.4}{2}) - 11.56 * 2.4 * (1.4 + 1.2) = 0$$

$$R_B = 21.16 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } R_A = 39.56 - 21.16 = 18.4 \text{ kN.}$$

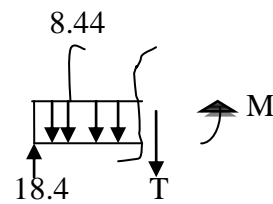
• Effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m.}$$

$$T + 8.44x - 18.4 = 0.$$

$$T(x) = 18.4 - 8.44x$$

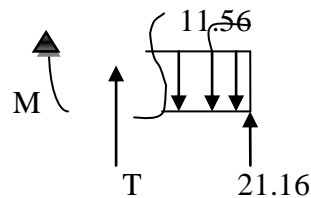
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = 18.4 \text{ kN.} \\ \text{Pour } x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow T(1.4) = 6.58 \text{ kN.} \end{array} \right.$$



$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$T - 11.56x + 21.16 = 0$$

$$T(x) = -21.16 + 11.56x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = -21.16 \text{ kN.} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T(2.4) = +6.58 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments

- **Moments fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$M - 18.4x + 8.44 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = -8.44 \frac{x^2}{2} + 18.4x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow M(1.4) = 17.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M - 21.16x + 11.56 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -11.56 \frac{x^2}{2} + 21.16x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M(2.4) = 17.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

tronçons	Expression de T	Expression de M	X	M	T
$0 \leq x \leq 1.4$	$-8.44x + 18.4$	$-8.44 \frac{x^2}{2} + 18.4x$	0	0	18.4
			1.4	17.49	6.58
$0 \leq x \leq 2.4$	$-21.16 + 11.56x$	$-11.56 \frac{x^2}{2} + 21.16x$	0	0	-21.16
			2.4	17.49	+6.58

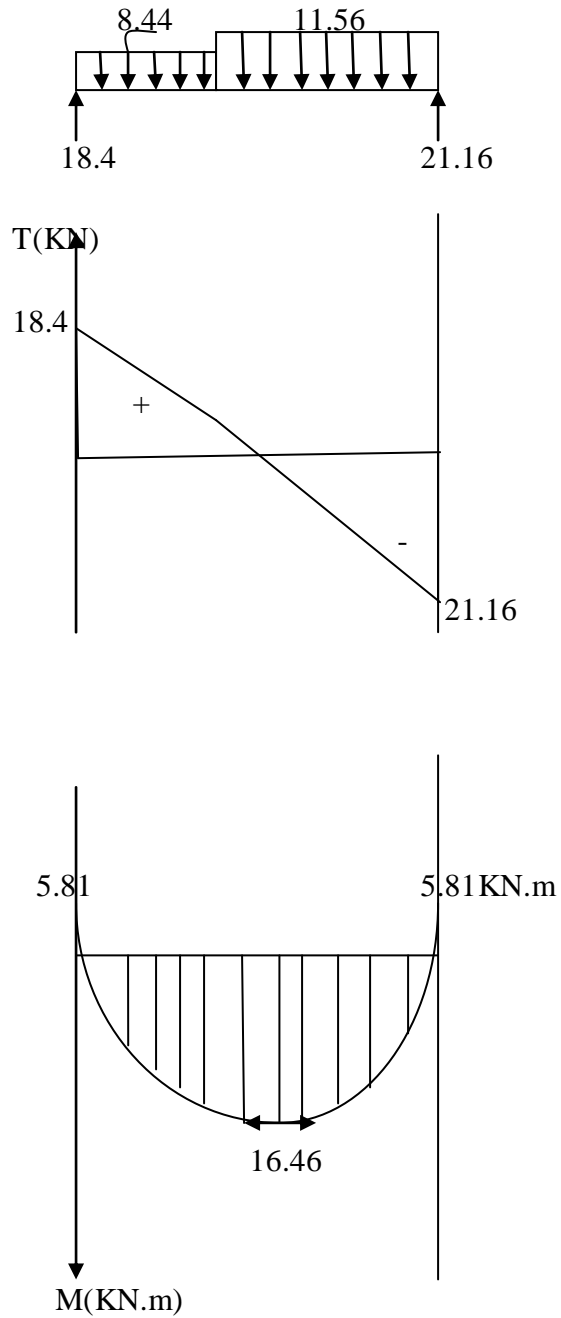
$$T(x) = 0 \Rightarrow +11.56x - 21.16 = 0 \Rightarrow x = 1.83 \text{ m}$$

$$M(1.83) = -11.56 \frac{1.83^2}{2} + 21.16(1.83) = 19.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = 19.37 \text{ kN.m} \left\{ \begin{array}{l} M_a = -0.3M_{\max} = -5.811 \text{ kN.m} \\ M_t = 0.85M_{\max} = 16.46 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments

- Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



III.5.4. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

Chapitre III : calcul des éléments

b) Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travées :

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{bd} = \frac{100 \cdot 5.65}{100 \cdot 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \implies \beta = 0.9078$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d} = \frac{16.46 \cdot 10^3}{5.65 \cdot 0.9078 \cdot 16} = 200.57 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = 0.2767 \implies k = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.0255$$

$$\sigma_{bc} = 0.0255 \times 200.57 = 5.11 \text{ MPa}$$

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

Aux appuis :

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot 2.01}{100 \cdot 16} = 0.126$$

$$\rho = 0.126 \implies \beta = 0.9412 ; \alpha = 0.1764$$

$$K = 0.0143$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_{app}}{A_a \cdot \beta \cdot d} = \frac{5.811 \cdot 10^3}{2.01 \cdot 0.9412 \cdot 16} = 192 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0143 \times 192 = 2.7456 \text{ MPa}$$

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

Chapitre III : calcul des éléments

- **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

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

$$- \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$\frac{h}{L} = \frac{18}{380} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f = \frac{q_s L^4}{E_v I_0} * \frac{5}{384} \leq \bar{f}$$

M_s : moment maximal en travée (à l'ELS).

f : la flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée. Avec : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

\bar{f} : La flèche admissible pour L est au plus égale à 5 m.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.76$$

Calcul de moment d'inertie I_0 :

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène, avec ($n=15$) par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

Position de centre de gravité :

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{avec : } \begin{cases} S_{xx} : \text{moment statique.} \\ B_0 : \text{section homogène.} \end{cases}$$

$$B_0 = bh + 15A_t = (100 * 18) + (15 * 5.65)$$

$$B_0 = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = 17556 \text{ cm}^3$$

Chapitre III : calcul des éléments

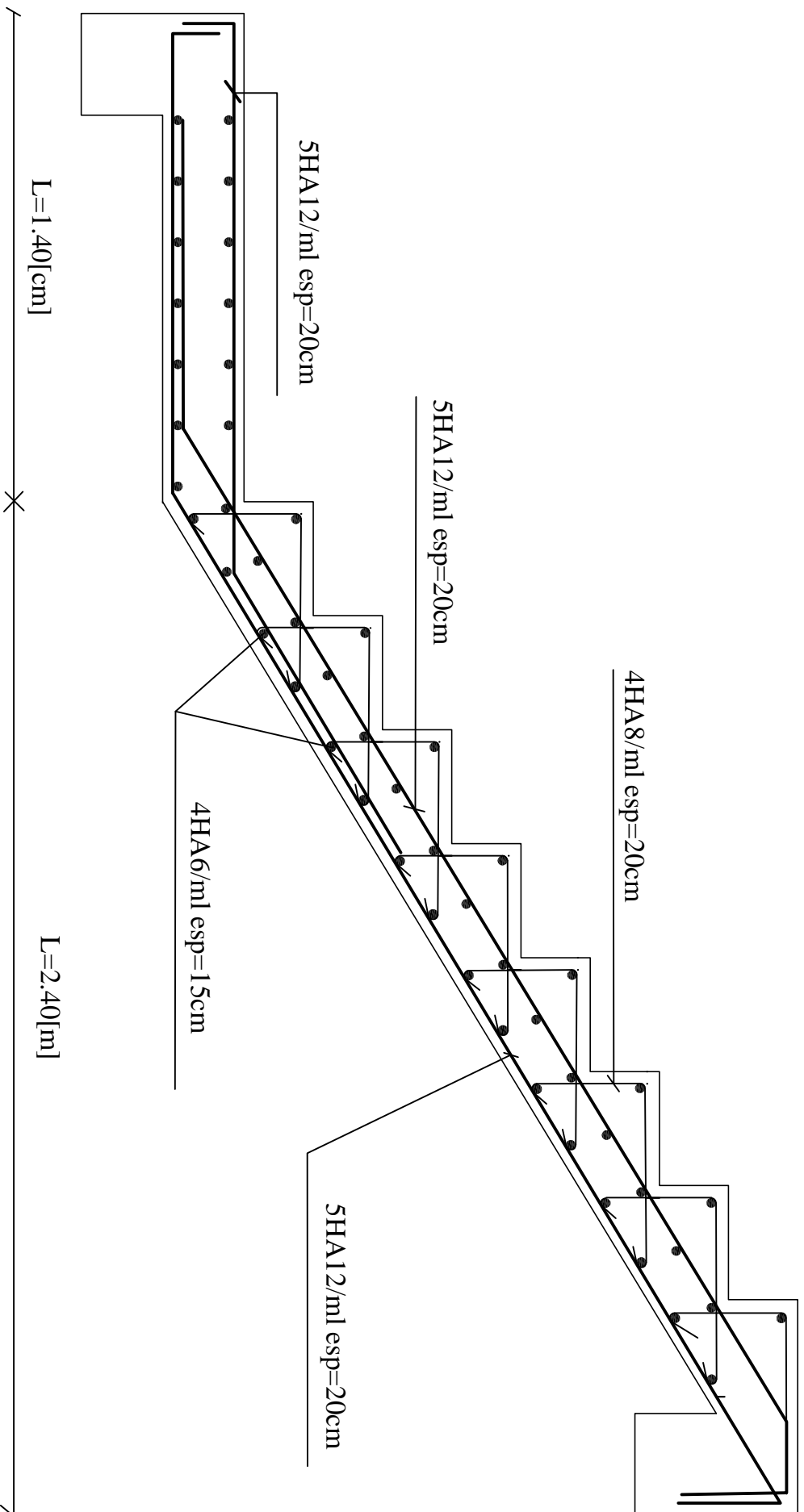
$$Y_1 = 9.31 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15A_t (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 52566.059 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{q_s L^4}{E_v I_0} * \frac{5}{384} = 0.552 \text{ cm} < 0.76 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée. Donc la flèche est vérifiée.}$$



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

AZRINE L.ynda

DIRIGE PAR:

Mme AKMOUSSI

TITRE

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER
 DETAGE COURANT ET DE RDC

PROMOTION 2014-2015

ECHELLE : 1/100

III.6. Calcul des escaliers de sous sol :

III.6.1. Introduction :

Escalier de sous sol : à deux volées continues avec palier intermédiaire.

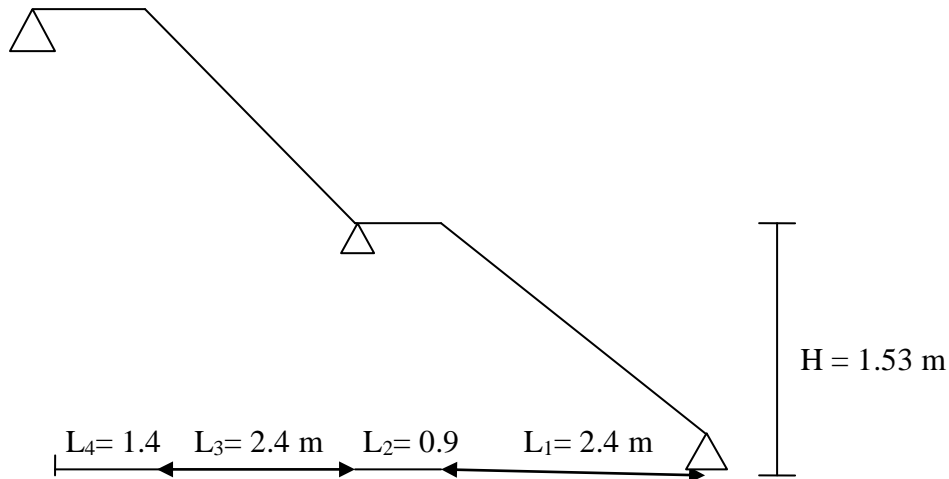


Figure III.6.1 : Schéma statique de l'escalier

On a :

h : la hauteur de contre marche. Entre 16 et 18 cm.

On prend : $h = 17$ cm

g : c'est la partie horizontal entre deux contres marches.

H : c'est la hauteur de paillasse.

L_1 : la longueur de la paillasse projetée1.

L_2 : la longueur de palier1.

L_3 : la longueur de la paillasse projetée2.

L_4 : la longueur de palier2.

L' : la longueur réelle de la paillasse.

L_0 : longueur du palier et de la paillasse.

D'après la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Chapitre III : calcul des éléments

D'où : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \implies$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

III.6.2. Pré dimensionnement :

a) Nombre de contremarches (n) :

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contremarches par volée}$$

Nombre de marches : $n-1 = 8$ marches

b) Longueur de ligne de foulée :

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

$$L_1 = (n-1) g = 8 \times 0.3 = 2.4 \text{ m}$$

c) L'inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} \implies \tan^{-1} \frac{H}{L_1} = \alpha$$

$$\text{Donc : } \alpha = 32.52^\circ$$

d) Dimensionnement de la pailasse et palier :

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \implies L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 284.63 + 90 = 374.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_4 = 284.63 + 140 = 424.63 \text{ cm}$$

$$\frac{424.63}{30} \leq e_p \leq \frac{424.63}{20}$$

$$14.15 \leq e_p \leq 21.23$$

On prend : $e_p = 18 \text{ cm}$

III.6.3.détermination des charges et des surcharges :

a) Charges permanentes :

La paillasse :

$$G = 9.065 \text{ kN/ml}$$

Le palier :

$$G = 5.94 \text{ kN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

c) Combinaison de charge :

- **ELU :**

La paillasse :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.065 + 1.5 \times 2.5 = 16 \text{ kN/ml}$$

Les paliers :

$$q_u = 1.35 * 5.94 + 1.5 * 2.5 = 11.77 \text{ kN/ml}$$

- **ELS :**

La paillasse :

$$q_u = G + Q = 9.065 + 2.5 = 11.56 \text{ kN/ml}$$

Les paliers :

$$q_u = 5.94 + 2.5 = 8.44 \text{ kN/ml}$$

Chapitre III : calcul des éléments

III.6.4. Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m

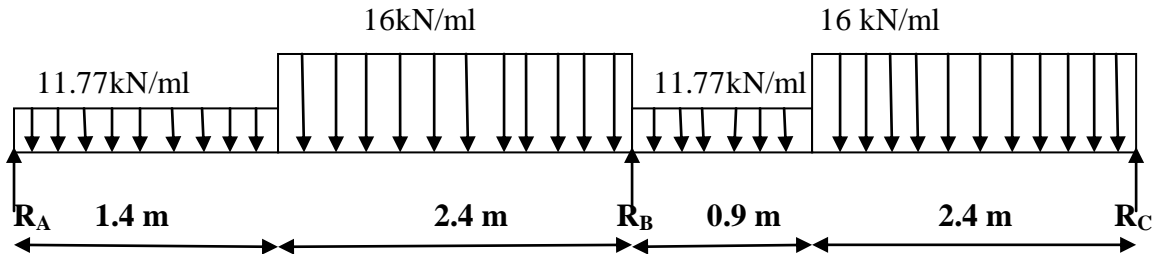


Figure III.6.2 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU

La travée AB :

- **Les réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0 \implies R_A + R_B = 11,77 * 1,40 + 16 * 2,4 = 54,88 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{/A} = 0 \implies R_B * 3,8 - 16 * 2,40 * \left(\frac{2,40}{2} + 1,4\right) - 11,77 * 1,4 * \frac{1,4}{2} = 0$$

$$\implies R_B * 3,8 = 99,84 + 11,5346 = 111,3746 \text{ kN.m}$$

$$\implies R_B = 29,31 \text{ kN}$$

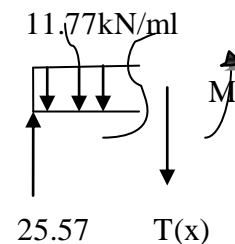
Donc : $R_A = 54,88 - 29,31 = 25,57 \text{ kN}$

- **Efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$$

$$T(x) = -11,77x + 25,57$$

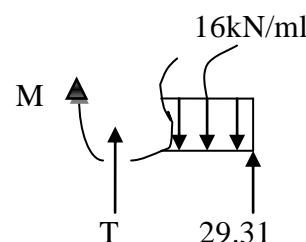
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \implies T(0) = 25,57 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 1,4 \text{ m} \implies T(1,4) = 9,09 \text{ kN.} \end{cases}$$



$$0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$$

$$T(x) = 16x - 29,31$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \implies T(0) = -29,31 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 2,4 \text{ m} \implies T(2,4) = 9,09 \text{ kN} \end{cases}$$



Chapitre III : calcul des éléments

$$T(x) = 0 ; x = 1.83 \text{ m}$$

- **Les moments fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$M(x) = -\frac{11.77}{2}x^2 + 25.57x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow M(1.4) = 24.26 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = -8x^2 + 29.31x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M(2.4) = 24.26 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

tronçons	Expression de T	Expression de M	X	M	T
$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$	$25.57 - 11.77x$	$-\frac{11.77}{2}x^2 + 25.57x$	0	0	25.57
			1.4	24.26	9.09
$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$	$-29.31 + 16x$	$-8x^2 + 29.31x$	0	0	-29.31
			2.4	24.26	9.09

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \Rightarrow -29.31 + 16x = 0$$

$$\text{Donc } x = 1.83 \text{ m et } M(1.83) = 26.85 \text{ KN.m} = M_0^1$$

La travée BC :

- **Les réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_B + R_C = 0.9 * 11.77 + 16 * 2.4 = 49 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow 3.3R_C - (16 * 2.4) * (0.9 + 1.2) - (11.77 * 0.9) * (0.45) = 0$$

$$3.3R_C - 85.41 = 0 \Rightarrow R_C = 25.88 \text{ kN}$$

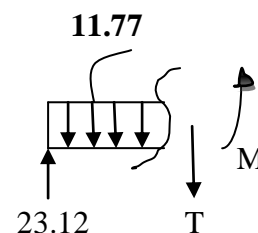
$$R_B = 49 - 25.88 = 23.12 \text{ kN}$$

- **Efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$$

$$T(x) = 23.12 - 11.77x$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = 23.12 \text{ kN}$$



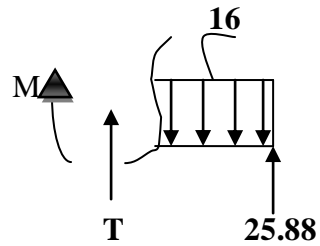
Chapitre III : calcul des éléments

Pour $x = 0.9 \Rightarrow T(0.9) = 12.52 \text{ kN}$

$0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$T(x) = -25.88 + 16x$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -25.88 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T(2.4) = 12.52 \text{ kN} \end{array} \right.$



• **Les moments fléchissant :**

$0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

$M(x) = -\frac{11.77}{2}x^2 + 23.12x$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 0.9 \text{ m} \Rightarrow M(0.9) = 16.03 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$M(x) = -8x^2 + 25.88x$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M(2.4) = 16.03 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

tronçons	Expression de T	Expression de M	X	M	T
$0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$	$23.12 - 11.77x$	$23.12x - \frac{11.77}{2}x^2$	0	0	23.12
			0.9	16.03	12.52
$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$	$-25.88 + 16x$	$-8x^2 + 25.88x$	0	0	-25.88
			2.4	16.03	12.52

$\frac{dM_x}{dx} = 0 \Rightarrow -25.88 + 16x = 0$

Donc $x = 1.62 \text{ m}$; $M(1.62) = 20.93 \text{ KN.m} = M_0^2$

Chapitre III : calcul des éléments

➤ Vérification de la méthode forfaitaire :

$Q \leq 2G$. On a : $Q = 2.5 < 2 \times 5.94$condition vérifiée.

Les moments d'inerties sont les mêmes dans les différentes travées.....condition vérifiée.

Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

On a : $\frac{L_2}{L_1} = \frac{0.9+2.4}{1.4+2.4} = 0.87$condition vérifiée.

Fissuration non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ses revêtements....condition vérifiée.

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.296$$

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

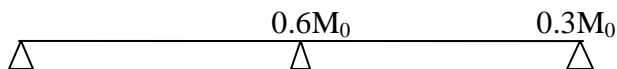
$$\text{Et : } (1 + 0.3) M_0 \geq 1.05 M_0$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.544$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.644$$



Etude des deux travées :

• Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_0^1 = 0.3 \times 26.85 = 8.055 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$M_B = 0.6 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0.6 \times 26.85 = 16.11 \text{ kN.m}$$

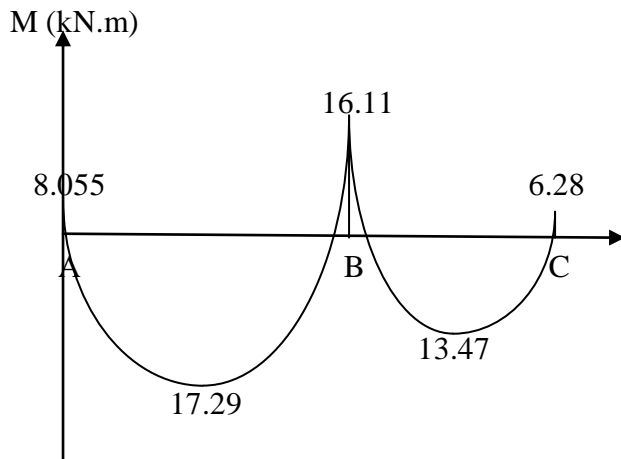
$$M_C = 0.3 M_0^2 = 0.3 \times 20.93 = 6.28 \text{ kN.m}$$

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

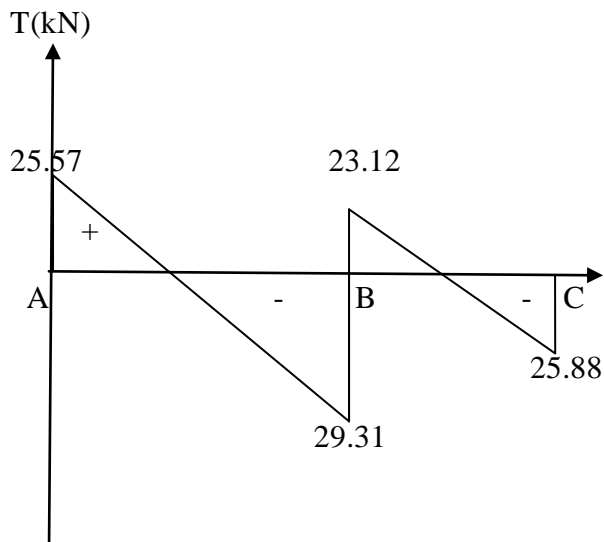
travée	A-B	B-C
M_w	8.055	16.11
M_e	16.11	6.28
T_w	25.57	23.12
T_e	-29.31	-25.88
M_t	17.29	13.47

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

1. Diagramme des moments fléchissant :



2. Diagramme des efforts tranchants :



Chapitre III : calcul des éléments

b) Calcul de ferrailage :

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = e_p - 2 = 16 \text{ cm}$$

• Les armatures principales :

Aux appuis :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.11 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.11 \cdot 10^3}{0.978 \cdot 16 \cdot 348} = 2.96 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA10 = 3.14 cm² avec S_t = 25 cm

En travée :

$$\mu = \frac{M_{utr}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.29 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.9755$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.29 \cdot 10^3}{0.9755 \cdot 16 \cdot 348} = 3.18 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA12 = 4.52 cm² avec S_t = 25 cm

• Armatures de répartitions :

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA6 = 1.13 cm² avec S_t = 25 cm

En travée :

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

On prend : 4HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25 cm

Chapitre III : calcul des éléments

c) les vérifications à l'ELU :

• Vérification de la condition de non fragilité du béton : (art A.4.2, 1 BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 * bd * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 16 * \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min}$condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$condition vérifiée.

• Vérification de contrainte tangentielle :

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

Avec : V_u c'est l'effort tranchant maximal

$$V_u = 29.31 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{29.31 * 10^3}{1000 * 160} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

• Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :(art A.5.1, 313 BAEL91)

On doit vérifiée que : $T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$ avec : $a \leq 0.9d$

$$T_{\max} = 29.31 \text{ kN} < 0.4 \frac{25 * 10^3}{1.5} * 0.9 * 0.16 * 1 = 960 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{ij} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \Sigma u}$$

Avec : Σu : périmètre utile des barres.

$$\tau_{se} = \frac{29.31 * 10^3}{0.9 * 160 * 10 * 3.14 * 4} = 1.62 \text{ MPa}$$

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

- **Ancrage des barres aux appuis :**

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} = \frac{1 * 400}{4 * 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (art A.6.1, 253 .BAEL91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à 0.4 L_s pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 * 35.27 = 14.108 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres :**

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

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

III.6.5. Calcul à l'ELS :

On a :

Palier : $q_s = 8.44 \text{ kN/ml}$

Paillasse : $q_s = 11.56 \text{ kN/ml}$

Chapitre III : calcul des éléments

a) Calcul des efforts internes :

Travée AB :

• Réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 8.44 * 1.4 + 11.56 * 2.4 = 39.56 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$3.8R_B - 8.44 * 1.4 * \frac{1.4}{2} - 11.56 * 2.4 * (1.4 + 1.2) = 0$$

$$3.8R_B - 8.2712 - 72.1344 = 0$$

$$R_B = 21.16 \text{ kN}$$

$$R_A = 39.56 - 21.16 = 18.4 \text{ kN}$$

• Efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$T - 18.4 + 8.44x = 0$$

$$T(x) = 18.4 - 8.44x$$

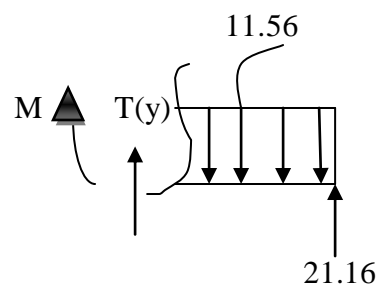
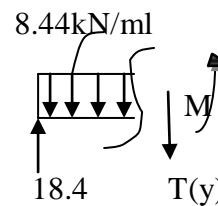
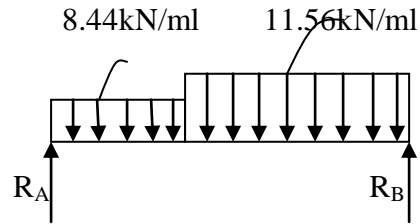
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = 18.4 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow T(1.4) = 6.58 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$0 \leq x \leq 2.40$$

$$T + 21.16 - 11.56x = 0$$

$$T(x) = -21.16 + 11.56x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -21.16 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T(2.4) = +6.58 \text{ kN} \end{array} \right.$$



Chapitre III : calcul des éléments

- **Moments fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 1.4\text{m}$$

$$M - 18.4x + \frac{8.44}{2}x^2 = 0$$

$$M(x) = -4.22x^2 + 18.4x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 1.4\text{m} \Rightarrow M(1.4) = 17.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = 21.16x - 11.56\frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M(2.4) = 17.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC :

- **Réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_B + R_C = 8.44 \times 0.9 + 11.56 \times 2.4 = 35.34 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$3.3R_C - 3.4182 - 58.2624 = 0$$

$$R_C = 18.69 \text{ kN}$$

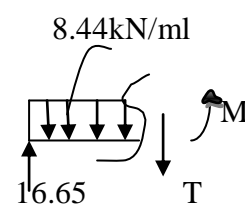
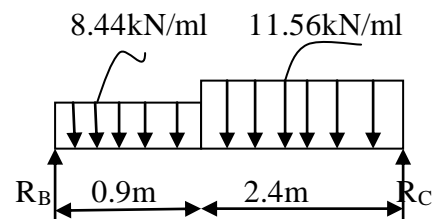
$$R_B = 35.34 - 18.69 = 16.65 \text{ kN}$$

- **Efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 0.9\text{m}$$

$$T - 16.65 + 8.44x = 0$$

$$T(x) = 16.65 - 8.44x$$



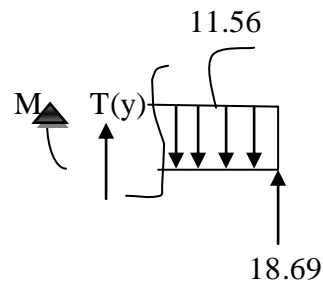
Chapitre III : calcul des éléments

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = 16.65 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 0.9\text{m} \Rightarrow T(0.9) = 9.05 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m.}$$

$$T(x) = -18.69 + 11.56x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -18.69 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow T(2.4) = 9.05 \text{ kN} \end{array} \right.$$



- **Moments fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$$

$$M - 16.65x + 4.22x^2 = 0$$

$$M(x) = 16.65x - 4.22x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 0.9\text{m} \Rightarrow M(0.9) = 11.56 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = -11.56 \frac{x^2}{2} + 18.69x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \Rightarrow M(2.4) = 11.56 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments

Tronçons	Expression de M	Expression de T	X	M	T
$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$	$-4.22x^2 + 18.4x$	$18.4 - 8.44x$	0	0	18.4
			1.4	17.49	6.58
$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$	$21.16x - 11.56 \frac{x^2}{2}$	$-21.16 + 11.56x$	0	0	-21.16
			2.4	17.49	6.58
$0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$	$-4.22x^2 + 16.65x$	$16.65 - 8.44x$	0	0	16.65
			0.9	11.56	9.05
$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$	$18.69x - 11.56 \frac{x^2}{2}$	$-18.69 + 11.56x$	0	0	-18.69
			2.4	11.56	9.05

$$\frac{dMx}{dx} = 0 ; -21.16 + 11.56x = 0$$

Donc $x = 1.83 \text{ m}$; $M(1.83) = 19.37 \text{ kN.m} = M_0^1$

$$-18.69 + 11.56x = 0 ; \text{ donc } x = 1.62 \text{ m}$$

$$M(1.62) = 15.11 \text{ kN.m} = M_0^2$$

On a déjà vérifié que la méthode forfaitaire est applicable, Donc c'est le même principe pour le calcul des moments M_t , M_e , et M_w .

$$\alpha = 0.296 \qquad \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.544$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.644$$

Etude des deux travées :

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 M_0^1 = 0.3 * 19.37 = 5.81 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0.6 * 19.37 = 11.62 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_0^2 = 0.3 * 15.11 = 4.53 \text{ kN.m}$$

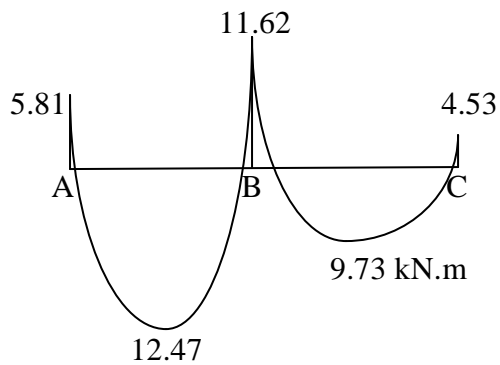
Chapitre III : calcul des éléments

- Les moments en travées et des efforts tranchants :

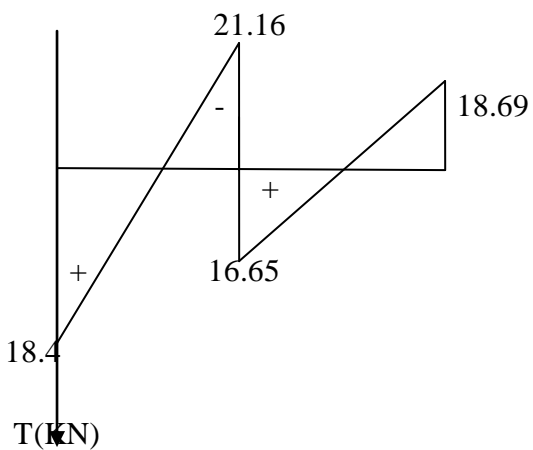
Travée	A-B	B-C
M_w	5.81	11.62
M_e	11.62	4.53
M_t	12.47	9.73
T_w	18.4	16.65
T_e	-21.16	-18.69

- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

1. Diagramme des moments fléchissant :



2. Diagramme des efforts tranchants :



b) Vérification à l'ELS :

• Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

• Vérification de la flèche :

Les règles (art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

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

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

$\frac{h}{L} = \frac{18}{380} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

• Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f = \frac{q_s L^4}{E_v I_0} * \frac{5}{384}$$

Avec :

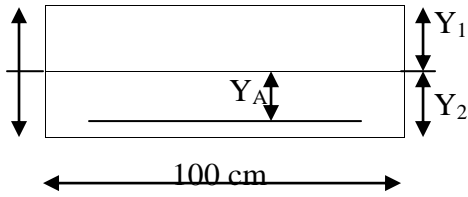
f : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments

- Calcul de moment d'inertie I_0 :



avec : Y_1 c'est la position de l'axe neutre

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_0 : l'aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre supérieur extrême.

$$B_0 = bh + 15A_t = 100 * 18 + 15 * 4.52 = 1867.8 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t * d = 17284.8 \text{ cm}^3$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 9.25 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 18 - 9.25 = 8.75 \text{ cm}$$

$$Y_A = Y_2 - C = 8.75 - 2 = 6.75 \text{ cm}$$

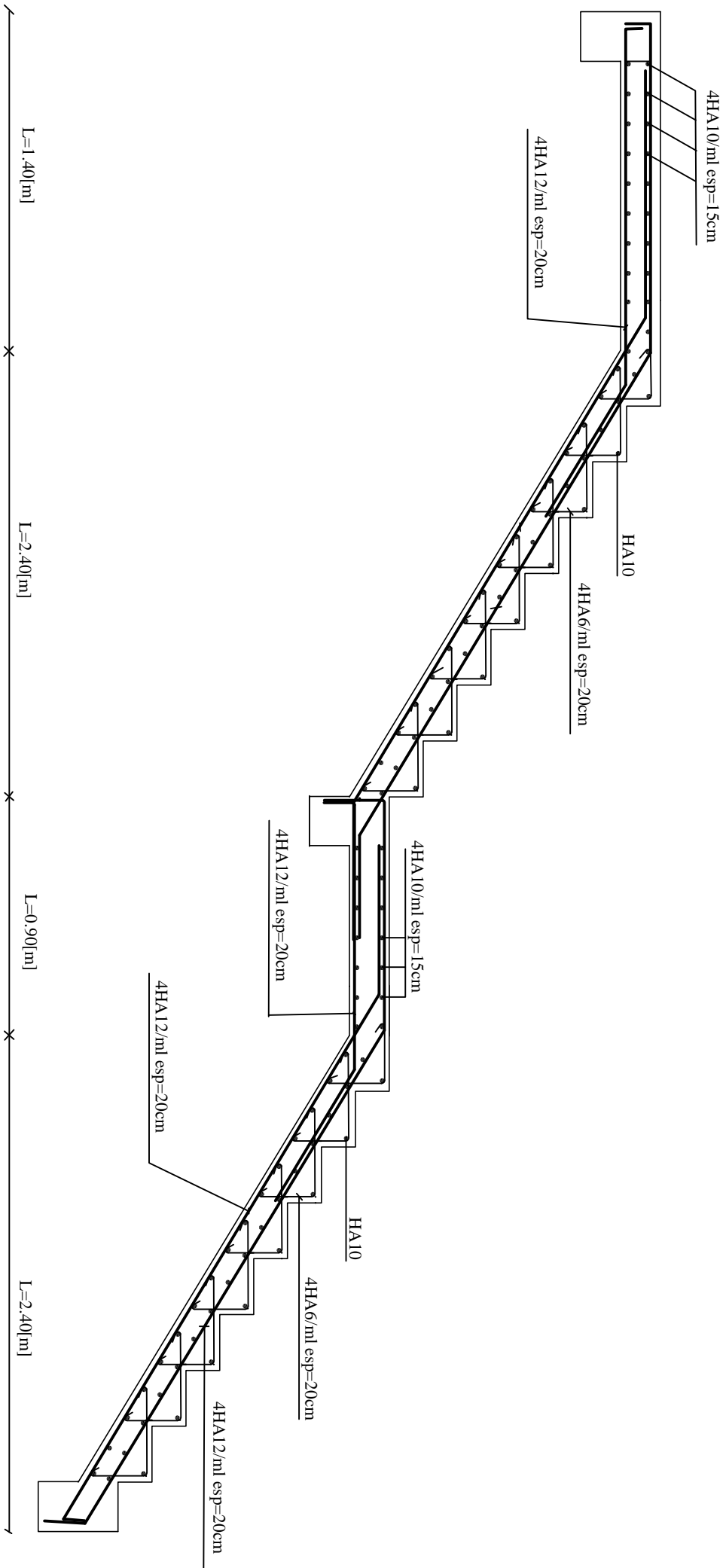
$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15A_t (Y_A^2) = \frac{100}{3} (9.25^3 + 8.75^3) + 15 * 4.52 * 6.75^2$$

$$I_0 = 51801.64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{q_s L^4}{E_v I_0} * \frac{5}{384}$$

$$f = \frac{11.56 * 3800^4}{10818.86 * 51801.6 * 10^4} * \frac{5}{384} = 5.6 \text{ mm} = 0.56 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$ condition vérifiée.



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

ETUDE PAR:

AZRINE Lynda

DIRIGE PAR:

Mme AKMOUSSI

TITRE

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER
 SOUS SOL

PROMOTION 2014-2015

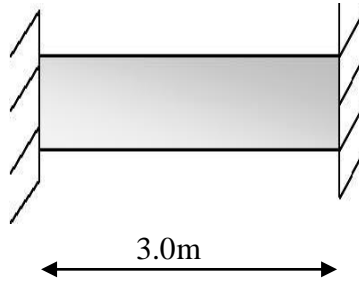
ECHELLE : 1/100

Chapitre III : calcul des éléments

III.7. Calcul de la poutre palière pour les étages et RDC :

III.7.1.introduction :

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire, supportant la paillasse d'un escalier.



III.7.2.pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L : longueur libre de la poutre (entre nus d'appuis).

h : hauteur de la poutre.

$$L = 3.0 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.0}{15} \leq h \leq \frac{3.0}{10} \text{ donc : } 20 \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA : $h \geq 30 \text{ cm}$

On opte pour : $h = 30 \text{ cm}$

- **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \text{d'où : } 12\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA : $b \geq 20 \text{ cm}$

Chapitre III : calcul des éléments

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

III.7.3. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ kN/ml}$
 - Poids propre du mur : $G = 2.36 (3.06 - 0.30) = 6.5136 \text{ kN/ml}$
- } $G = 8.39 \text{ kN/ml}$
- Réaction de palier à l'ELU : $R_A = 25.57 \text{ kN}$
 - Réaction de palier à l'ELS : $R_A = 18.4 \text{ kN}$

III.7.4. Combinaison de charges :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + R_A = 1.35 \times 8.39 + 25.57 = 36.90 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G + R_A = 8.39 + 18.4 = 26.80 \text{ kN/ml}$$

III.7.5. Calcul à l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_u^{max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{36.90 \cdot 3^2}{8} = 41.51 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u^{max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{36.90 \cdot 3}{2} = 55.35 \text{ kN}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0.3M_u^{max} = -0.3 \times 41.51 = -12.45 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_u^{max} = 0.85 \times 41.51 = 35.28 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :

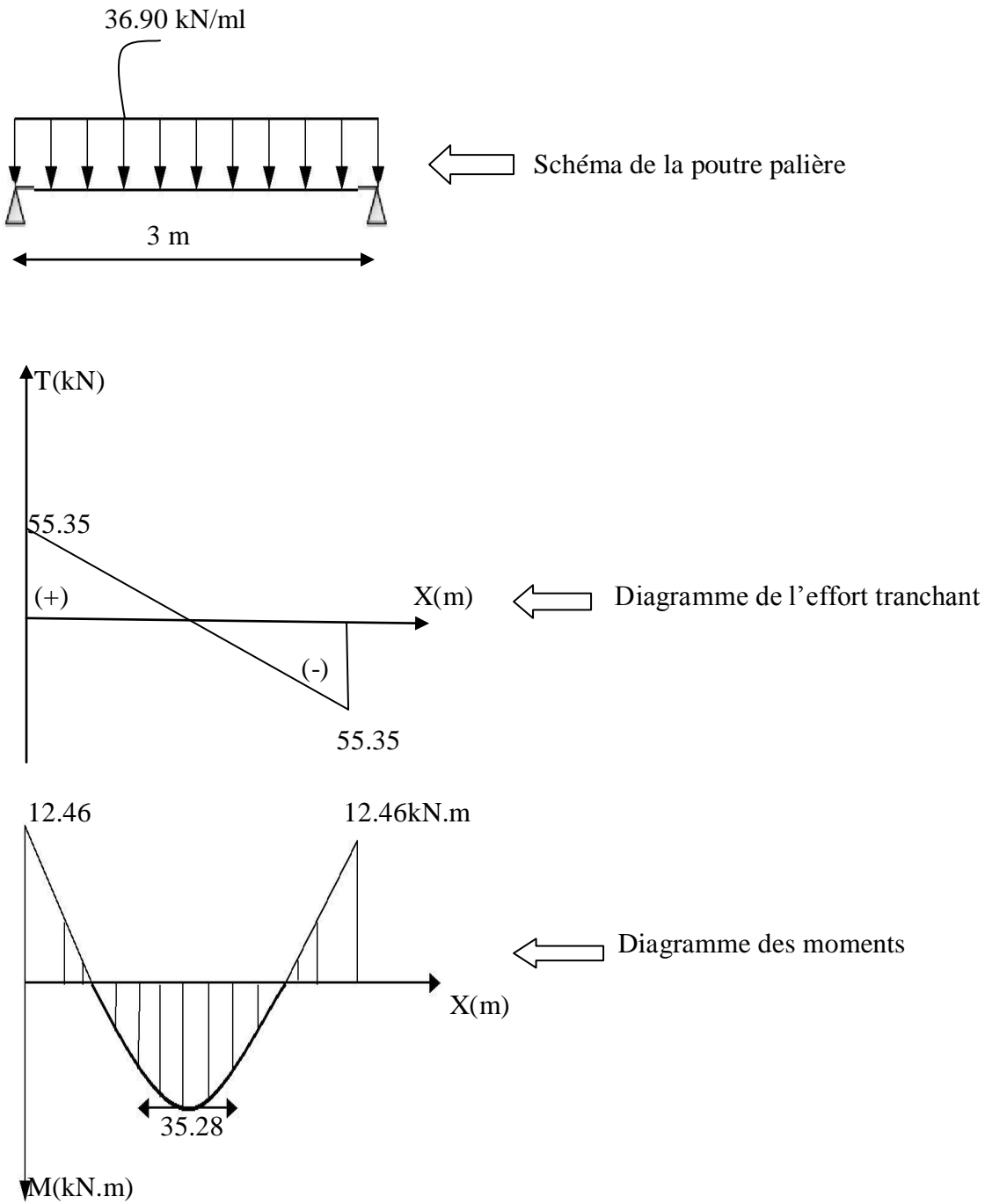


Figure III.7.1. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Chapitre III : calcul des éléments

III.7.6. Calcul des armatures :

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.45}{0.25 * 0.27^2 * 14.2 * 10^3} = 0.048 \leq 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.45 * 10^5}{0.975 * 27 * 348 * 10^2} = 1.36 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA10 = 2.35 cm²

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35.28}{0.25 * 0.27^2 * 14.2 * 10^3} = 0.136 \leq 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.28 * 10^5}{0.927 * 27 * 348 * 10^2} = 4.05 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA14 = 4.62 cm²

III.7.7. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (art A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 25 * 27 * \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (art A.5.2.2 BAEL91)

$$T_u^{\max} = 55.35 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{55.35 * 10^3}{25 * 27 * 10^2} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$\tau_u < \bar{\tau}_u$condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$

$$\tau_{se} = \frac{55.35 \times 10^3}{0.9 \times 27 \times 10 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 2.42 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ condition vérifiée.

d) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} \left(\emptyset_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \text{min} (10 ; 8.57 ; 25) = 8.57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\emptyset 8$

Donc on opte : $2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \text{min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \text{min} (24.3 ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

e) Les espacements des barres :

L'espacement maximal entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) = \text{min} (7.5 \text{ cm} ; 9.6 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

III.7.8. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 26.80 \text{ kN/ml}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_s^{max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{26.80 \times 3^2}{8} = 30.15 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s^{max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{26.80 \times 3}{2} = 40.2 \text{ kN}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_s^a = -0.3 M_s^{max} = -0.3 \times 30.15 = -9.04 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = 0.85 M_s^{max} = 0.85 \times 30.15 = 25.63 \text{ kN.m}$$

III.7.9. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Etat limite de compression du béton :

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \Rightarrow \beta_1 = 0.9083 \text{ et } K = 39.55$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{9.04 \times 10^6}{0.9083 \times 235 \times 270} = 156.86 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{39.55} = 3.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.684$$

$$\beta_1 = 0.8794 \text{ et } K_1 = 26.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{25.63 \times 10^6}{0.8794 \times 462 \times 270} = 233.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 8.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche :

Les règles (art B.6.5, 2 BAEL91 modifié99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale = 30 cm

L : portée entre nus d'appuis = 300 cm

M_t : moment max en travée

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Chapitre III : calcul des éléments

$$\frac{h}{L} = 0.1 > 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.62}{25 * 27} = 0.0068 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

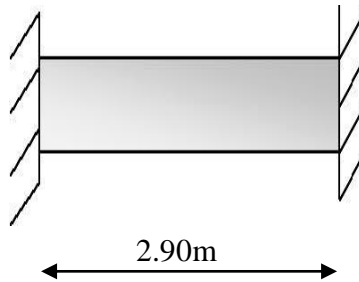
$$0.1 > \frac{25.63}{10 * 30.15} = 0.085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.

III.8. Calcul de la poutre palière de sous sol :

III.8.1. Introduction :

Une poutre palière est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étages. Elle est considérée partiellement encastrée à ses deux extrémités.



III.8.2. Pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L : longueur libre de la poutre (entre nus d'appuis).

h : hauteur de la poutre.

$$L = 2.90 \text{ m} \Rightarrow \frac{2.90}{15} \leq h \leq \frac{2.90}{10} \text{ donc : } 19 \leq h \leq 29 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA : $h \geq 30 \text{ cm}$

On opte pour : $h = 30 \text{ cm}$

- **Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \text{d'où : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Compte tenu des exigences du RPA : $b \geq 20$ cm

On opte pour : $b = 25$ cm

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 * 30) \text{ cm}^2$$

III.8.3. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G = 25 * 0.25 * 0.30 = 1.875$ kN/ml
- Réaction de palier à l'ELU : $R_B = 52.43$ kN
- Réaction de palier à l'ELS : $R_B = 37.81$ kN

III.8.4. Combinaison de charges :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + R_B = 1.35 \times 1.875 + 52.43 = 54.96 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G + R_B = 1.875 + 37.81 = 39.68 \text{ kN/ml}$$

III.8.5. Calcul à l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_u^{max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{54.96 \times 2.90^2}{8} = 57.78 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u^{max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{54.96 \times 2.9}{2} = 79.69 \text{ kN}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0.3M_u^{max} = -0.3 \times 57.78 = -17.33 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_u^{max} = 0.85 \times 57.78 = 49.11 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants :

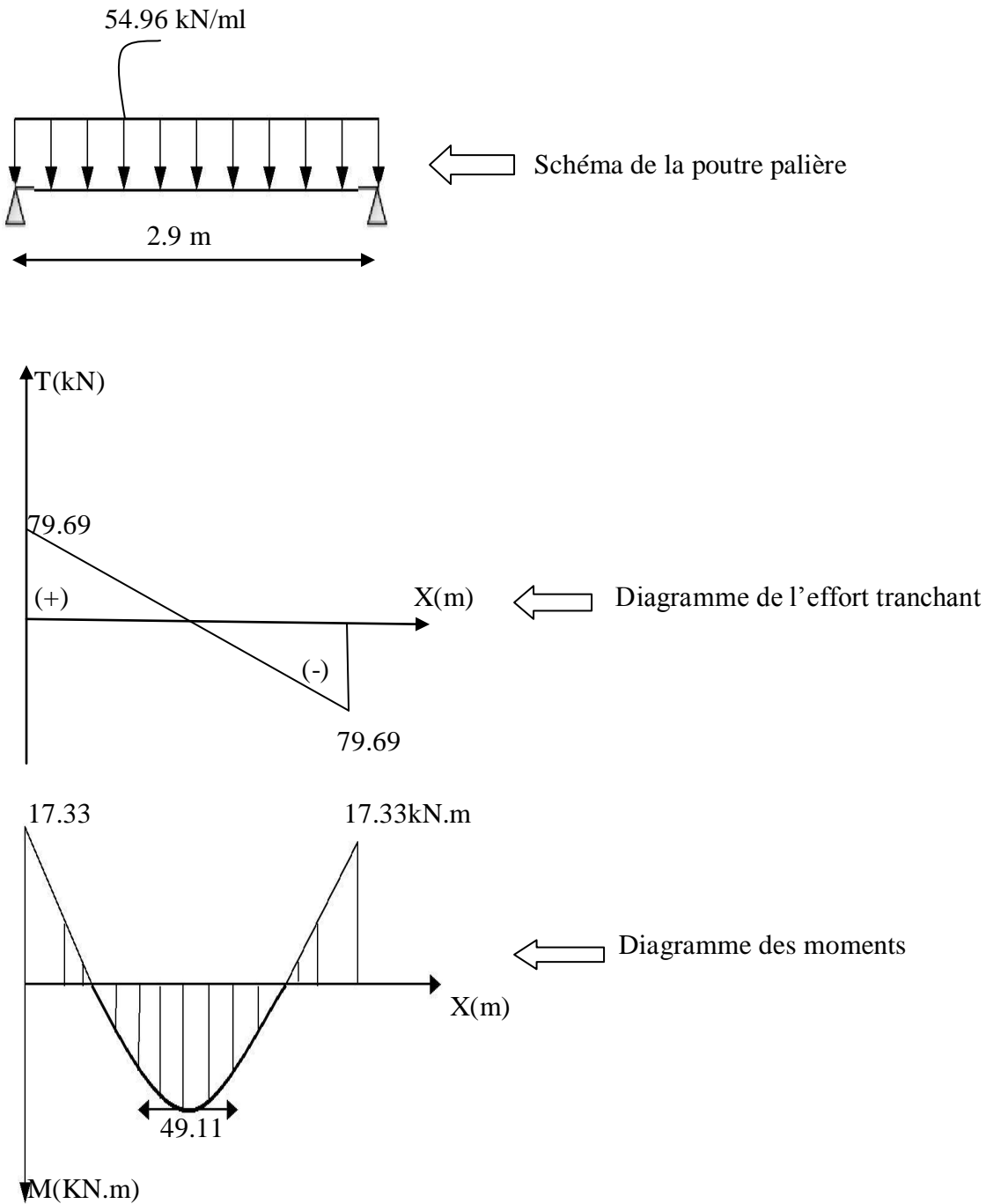


Figure III.8.1 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant.

III.8.6. Calcul des armatures :

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.33}{0.25 * 0.27^2 * 14.2 * 10^3} = 0.067 \leq 0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\beta = 0.9655$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.33 * 10^5}{0.9655 * 27 * 348 * 10^2} = 1.91 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA12 = 3.39 cm²

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49.11}{0.25 * 0.27^2 * 14.2 * 10^3} = 0.190 \leq 0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\beta = 0.894$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.11 * 10^5}{0.894 * 27 * 348 * 10^2} = 5.85 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA12 = 6.78 cm²

III.8.7. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (art A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ Cm}^2$$

$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (art A.5.2.2 BAEL91)

$$T_u^{max} = 79.69 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{79.69 * 10^3}{25 * 27 * 10^2} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$\tau_u < \bar{\tau}_u$condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$

$$\tau_{se} = \frac{79.69 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 27 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 3.14 \cdot 12} = 2.90 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ condition vérifiée.

d) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} \left(\emptyset_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \text{min} (12 ; 8.57 ; 25) = 8.57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\emptyset 8$

Donc on opte : $2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \text{min} (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \text{min} (24.3 ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

e) Les espacements des barres :

L'espacement maximal entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) = \text{min} (7.5 \text{ cm} ; 9.6 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

III.8.8. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 39.68 \text{ kN/ml}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_s^{max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{39.68 \times 2.9^2}{8} = 41.71 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s^{max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{39.68 \times 2.9}{2} = 57.54 \text{ kN}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_s^a = -0.3 M_s^{max} = -0.3 \times 41.71 = -12.51 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = 0.85 M_s^{max} = 0.85 \times 41.71 = 35.45 \text{ kN.m}$$

III.8.9. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Etat limite de compression du béton :

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.8933 \text{ et } K_1 = 31.88$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{12.51 \times 10^6}{0.8933 \times 339 \times 270} = 153 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Chapitre III : calcul des éléments

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{bd} = \frac{100 \cdot 6.78}{25 \cdot 27} = 1.004$$

$$\beta_1 = 0.8605 \quad \text{et} \quad K_1 = 20.84$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \cdot A_t \cdot d} = \frac{35.45 \cdot 10^6}{0.8605 \cdot 678 \cdot 270} = 225.046 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 10.8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- b) Vérification de la flèche :**

Les règles (art B.6.5, 2 BAEL91 modifié99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis, si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale = 30 cm

L : portée entre nus d'appuis = 290 cm

M_t : moment max en travée

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{L} = 0.103 > 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\frac{6.78}{25 \cdot 27} = 0.0100 < 0.0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.103 \leq \frac{35.45}{10 \cdot 41.71} = 0.085 \dots \text{condition vérifiée.}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

III.9. Calcul de la salle machine :

III.9.1. Introduction :

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble, la présence d'un ascenseur est nécessaire. La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celui des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids.

La surface de la cabine est $S = 1.60 * 1.70 = 2.72 \text{ m}^2$ pouvant :

- Charger 8 personnes soit 630 Kg.
- Avec une vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m/s}$
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée, est de $G = 9 \text{ tonnes}$.

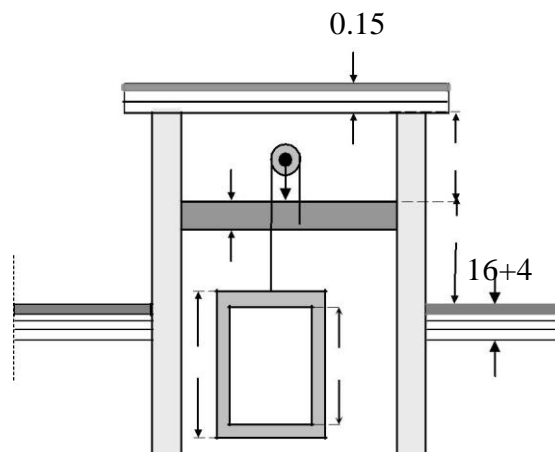


Figure I : Coupe verticale de l'ascenseur.

III.9.2. Calcul de la dalle pleine :

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

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

Selon l'exigence de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$$h_t \geq 12 \text{ cm, donc on opte à : } h_t = 15 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).

$$\text{On a : } U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

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

e : revêtement de la dalle. $e = 5 \text{ cm}$.

$\xi = 1$ pour le béton.

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

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

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

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.60}{1.70} = 0.9 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{donc la dalle porte dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau:

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = P (M_1 + U M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + U M_1)$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des

rapports : $\frac{L_X}{L_Y}$; $\frac{U}{L_X}$ et $\frac{V}{L_Y}$

U : Coefficient de poisson ; à l'ELU $U = 0$

$$\frac{U}{L_X} = \frac{1.05}{1.6} = 0.66$$

$$\frac{V}{L_Y} = \frac{1.05}{1.7} = 0.62$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Après interpolation : $M_1 = 0.07912$; $M_2 = 0.063$

$$M_{X1} = 1.35P * M_1 = 1.35 * 90 * 0.07912 = 9.61 \text{ kN.m}$$

$$M_{Y1} = 1.35P * M_2 = 1.35 * 90 * 0.063 = 7.65 \text{ kN.m}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{X2} = \mu_X q_u L_X^2$$

$$M_{Y2} = \mu_Y * M_{X2}$$

Après interpolation on trouve : $\mu_X = 0.0458$ et $\mu_Y = 0.778$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 * (25 * 0.15 + 20 * 0.05) * 1 + (1.5 * 1) = 7.91 \text{ kN/ml}$$

$$M_{X2} = 0.0458 * 7.91 * (1.6)^2 = 0.927 \text{ kN.m}$$

$$M_{Y2} = 0.778 * 0.927 = 0.720 \text{ kN.m}$$

d) Superposition des moments :

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 9.61 + 0.927 = 10.537 \text{ kN.m}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 7.65 + 0.720 = 8.37 \text{ kN.m}$$

e) Ferrailage de la dalle :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- 0.85 dans le sens de la petite portée en travée.
- 0.75 dans le sens de la grande portée en travée.
- 0.5 aux appuis.
- Les moments aux appuis seront négatifs.

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Dans le sens de la petite portée (X-X) :

• En travée :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 0.85 * 10.537 = 8.96 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.96 * 10^5}{100 * 13^2 * 14.2 * 10^2} = 0.037 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.9815$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{8.96 * 10^5}{0.9815 * 13 * 348 * 10^2} = 2.02 \text{ cm}^2$$

On opte : $4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement ; $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$M_{ux} = 0.5M_x = 0.5 * 10.537 = 5.27 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ux}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{5.27 * 10^5}{100 * 13^2 * 14.2 * 10^2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{5.27 * 10^5}{0.989 * 13 * 34800} = 1.18 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 4\emptyset 8 (A_a = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ Dans le sens de la grande portée (Y-Y) :

• En travée :

$$M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 * 8.38 = 6.285 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{6.285 * 10^5}{100 * 13^2 * 14.2 * 10^2} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; \text{ d'où : } \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{6.285 * 10^5}{0.987 * 13 * 34800} = 1.41 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 4\emptyset 8 (A_t = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}.$$

• Aux appuis :

$$M_{uy} = 0.5 * 8.38 = 4.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{4.19 * 10^5}{100 * 13^2 * 14.2 * 10^2} = 0.017 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; \text{ d'où : } \beta = 0.9915$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$A_a = \frac{6.285 \cdot 10^5}{0.9915 \cdot 13 \cdot 34800} = 1.4 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 4\emptyset 8 (A_a = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.9.3. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL91) :

• Suivant (X-X) :

$$A_{\min} \geq \frac{\rho_0}{2} * b * h_t * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

ρ_0 : Taux d'acier minimal règlementaire dans chaque direction ; $\rho_0 = 0.8\%$.

$$A_{\min} \geq \frac{0.0008}{2} * 100 * 15 * (3 - 0.9) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A$condition vérifiée.

• Suivant (Y-Y) :

$$A_{\min} \geq \rho_0 * S = 0.0008 * 15 * 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A$condition vérifiée.

La section d'armatures choisie est suffisante dans les deux sens.

b) Espacement des barres (Art A.82, 42/BAEL91) :

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

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25 cm .

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$condition vérifiée.

c) Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42/BAEL91) :

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette condition est vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Avec :

q_u : charge de calcul à l'ELU.

h_t : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

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

$$q_u = 1.35G = 1.35 * 90 = 121.5 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN/ml} \leq 0.045 * 4.2 * 0.15 * \frac{25 * 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge :

$$\text{On doit vérifiée que : } \tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} \leq 0.07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\text{Au milieu de U : } T_u = \frac{q_u}{2L_y + L_x} = \frac{121.5}{2(1.70) + 1.60} = 24.3 \text{ kN.}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_u = \frac{q_u}{3L_y} = \frac{121.5}{3 * 1.70} = 23.82 \text{ kN.}$$

$$T_{u\max} = 24.3 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{24.3 * 10^3}{1000 * 130} = 0.187 \text{ MPa} < 0.07 * \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.9.4. Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

Coefficient de poisson à l'ELS : $U = 0.2$; $M_1 = 0.07912$; $M_2 = 0.063$

$$M_{X1} = 90(0.07912 + 0.2 * 0.063) = 8.225 \text{ kN.m}$$

$$M_{Y1} = 90(0.2 * 0.07912 + 0.063) = 7.094 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur.

$$M_{X2} = \mu_X q_s L_x^2 \quad \text{avec : } \mu_X = 0.0458$$

$$M_{Y2} = \mu_Y M_{X2} \quad \text{avec : } \mu_Y = 0.778$$

$$q_s = G+Q = (0.15*25*1+20*0.05*1) + 1 = 5.75 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{X2} = 0.0458*5.75*(1.60)^2 = 0.674 \text{ kN.m}$$

$$M_{Y2} = 0.778*0.674 = 0.524 \text{ kN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_X = 8.225 + 0.674 = 8.9 \text{ kN.m}$$

$$M_Y = 7.094 + 0.524 = 7.618 \text{ kN.m}$$

d) Ferrailage de la dalle :

Sens x-x :

- **En travée :**

$$M_s = 0.85*8.9 = 7.565 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.5*8.9 = 4.45 \text{ kN.m}$$

Sens y-y :

- **En travée :**

$$M_s = 0.75*7.618 = 5.71 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.5*7.618 = 3.809 \text{ kN.m}$$

Les moments à l'ELS sont inférieurs par rapport aux moments à l'ELU ; donc les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

e) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

- **En travée :**

$$M_s = 7.565 \text{ KN.m} ; A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \cdot 3.14}{100 \cdot 13} = 0.241 \implies \beta_1 = 0.9216 \text{ et } K_1 = 48.753$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.565 \cdot 10^6}{0.9216 \cdot 130 \cdot 3.14 \cdot 10^2} = 201.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{201.09}{48.753} = 4.12 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 4.45 \text{ KN.m} ; A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \cdot 2.01}{100 \cdot 13} = 0.155 \implies \beta_1 = 0.9354 \text{ et } K_1 = 62.4$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.45 \cdot 10^6}{0.9354 \cdot 130 \cdot 2.01 \cdot 10^2} = 182.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{182.06}{62.4} = 2.92 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

- **En travée :**

$$M_s = 5.71 \text{ KN.m} ; A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.155 ; \beta_1 = 0.9354 \text{ et } K_1 = 62.4$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.71 \cdot 10^6}{0.9354 \cdot 130 \cdot 2.01 \cdot 10^2} = 233.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{233.61}{62.4} = 3.74 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Aux appuis :**

$$M_s = 3.809 \text{ KN.m} ; A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.155 ; \beta_1 = 0.9354 \text{ et } K_1 = 62.4$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A_a} = \frac{3.809 * 10^6}{0.9354 * 130 * 2.01 * 10^2} = 155.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{155.84}{62.4} = 2.5 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

f) Etat limite de fissuration :

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

Toutes les vérifications sont satisfaites ; alors le schéma de ferrailage de la dalle pleine est :

- **En travée :**

Sens x-x : 4HA10 ; $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : 4HA8 ; $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

Sens x-x : 4HA8 ; $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : 4HA8 ; $S_t = 25 \text{ cm}$

IV. Etude du contreventement

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux, poutres) formant des portiques d'étage.

Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscitée, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'un part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive).

IV.2. Inertie fictive des portiques :

- **Méthode par approximation successive :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force horizontale égale à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de force horizontale.

Chapitre IV : Etude du contreventement

En fixant l'inertie du refend à 1m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les portiques et les refends.

- **Calcul des flèches des refends :**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1\text{m}^4$, soumis au même système de force que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de force horizontale égale à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

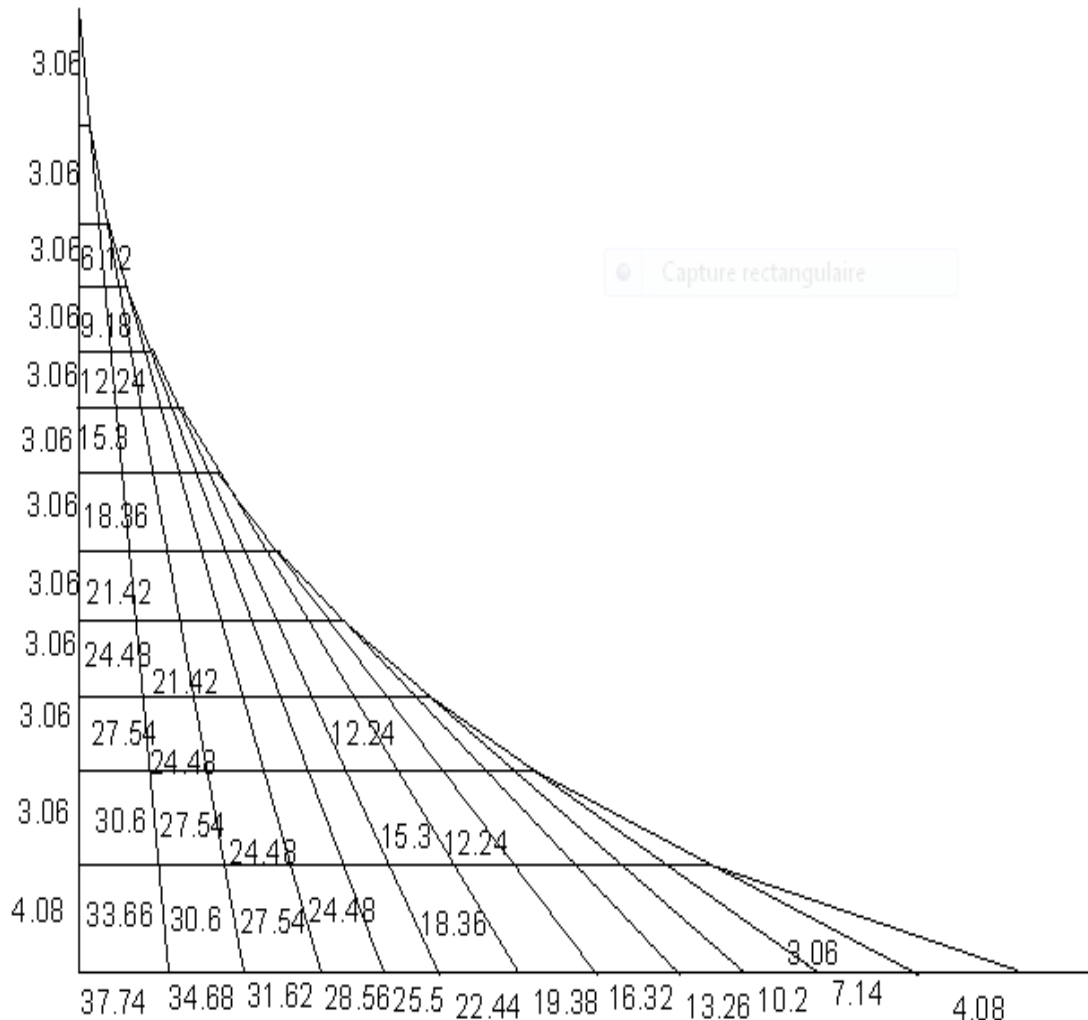


Figure IV.1. Diagramme des moments des aires

Chapitre IV : Etude du contreventement

- **Calcul des flèches par la méthode des moments des aires :**

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i * x_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze.

x_i : Distance entre le centre du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S = (B+b) * \frac{h}{2}$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base : $d = \frac{2B+b}{3(B+b)} * h$

Les tableaux ci-dessous donnent les aires « S_i » et la position du centre de gravité « d_i » par rapport à la petite base du trapèze constituant le diagramme des moments :

Niveau S-Sol :

H(m)	B	b	S_i	d_i	$S_i * d_i$
4.08	37.74	33.66	145.66	2.079	302.83
4.08	34.68	30.6	133.17	2.082	277.26
4.08	31.62	27.54	120.69	2.087	251.88
4.08	28.56	24.48	108.20	2.092	226.35
4.08	25.5	21.42	95.72	2.099	200.92
4.08	22.44	18.36	83.23	2.108	175.45
4.08	19.38	15.3	70.75	2.12	149.99
4.08	16.32	12.24	58.26	2.14	124.68
4.08	13.26	9.18	45.78	2.16	98.88
4.08	10.2	6.12	33.29	2.21	73.57
4.08	7.14	3.06	20.81	2.31	48.07
4.08	4.08	0	8.32	2.72	22.63
Somme					1952.51

Chapitre IV : Etude du contreventement

Niveau RDC :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
7.14	37.74	30.6	243.97	3.694	901.225
7.14	34.68	27.54	222.12	3.706	823.177
7.14	31.62	24.48	200.28	3.721	745.242
7.14	28.56	21.42	178.43	3.740	667.328
7.14	25.50	18.36	156.58	3.764	589.367
7.14	22.44	15.3	134.73	3.795	511.300
7.14	19.38	12.24	112.88	3.839	433.346
7.14	16.32	9.18	91.035	3.903	355.310
7.14	13.26	6.12	69.19	4.008	277.343
7.14	10.2	3.06	47.34	4.210	199.301
7.14	7.14	0	25.49	4.760	121.332
7.14	4.08	0	14.57	4.760	69.353
Somme					5693.62

1^{er} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
10.2	37.74	27.54	332.928	5.366	1776.50
10.2	34.68	24.48	301.716	5.393	1627.15
10.2	31.62	21.42	270.504	5.427	1468.02
10.2	28.56	18.36	239.292	5.470	1308.93
10.2	25.50	15.3	208.080	5.525	1149.64
10.2	22.44	12.24	176.868	5.600	990.46
10.2	19.38	9.18	145.656	5.707	831.26
10.2	16.32	6.12	114.444	5.873	672.13
10.2	13.26	3.06	83.232	6.160	512.71
10.2	10.2	0	52.02	6.800	353.74
10.2	7.14	0	36.414	6.800	247.61
10.2	4.08	0	20.808	6.800	141.49
Somme					11079.64

Chapitre IV : Etude du contreventement

2^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
13.26	37.74	24.48	412.52	7.100	2928.89
13.26	34.68	21.42	371.94	7.152	2660.11
13.26	31.62	18.36	331.37	7.216	2391.17
13.26	28.56	15.3	290.79	7.298	2122.18
13.26	25.50	12.24	250.22	7.406	1853.13
13.26	22.44	9.18	209.64	7.557	1584.25
13.26	19.38	6.12	169.06	7.779	1315.12
13.26	16.32	3.06	128.49	8.142	1046.16
13.26	13.26	0	87.91	8.84	777.12
13.26	10.20	0	67.63	8.84	597.85
13.26	7.14	0	47.34	8.84	418.48
13.26	4.08	0	27.05	8.84	239.12
Somme					17933.58

3^{ème} étage :

H(m)	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
16.32	37.74	21.42	482.74	8.91	4301.21
16.32	34.68	18.36	432.81	9.00	3895.29
16.32	31.62	15.3	382.88	9.11	3488.04
16.32	28.56	12.24	332.93	9.25	3079.60
16.32	25.50	9.18	282.99	9.44	2671.42
16.32	22.44	6.12	233.05	9.71	2262.91
16.32	19.38	3.06	183.11	10.14	1856.73
16.32	16.32	0	133.17	10.88	1448.88
16.32	13.26	0	108.016	10.88	1175.21
16.32	10.20	0	83.23	10.88	905.54
16.32	7.14	0	58.26	10.88	633.87
16.32	4.08	0	33.29	10.88	362.19
Somme					26080.89

Chapitre IV : Etude du contreventement

4^{ème} étage :

H(m)	B(m)	b(m)	S (m ²)	d _i	S _i *d _i
19.38	37.74	18.36	543.61	10.80	5870.99
19.38	34.68	15.3	484.31	10.94	5298.35
19.38	31.62	12.24	425.00	11.12	4726.00
19.38	28.56	9.18	365.70	11.35	4150.69
19.38	25.5	6.12	306.40	11.67	3575.69
19.38	22.44	3.06	247.09	12.14	2999.67
19.38	19.38	0	187.79	12.92	2426.25
19.38	16.32	0	158.14	12.92	2043.17
19.38	13.26	0	128.50	12.92	1660.22
19.38	10.2	0	98.84	12.92	1277.01
19.38	7.14	0	69.19	12.92	893.93
19.38	4.08	0	39.53	12.92	510.73
Somme					35432.7

5^{ème} étage :

h	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
22.44	37.74	15.3	595.11	12.80	7617.41
22.44	34.68	12.24	526.44	13.01	6848.98
22.44	31.62	9.18	457.78	13.28	6079.32
22.44	28.56	6.12	389.11	13.63	5303.57
22.44	25.50	3.06	320.44	14.16	4537.43
22.44	22.44	0	251.78	14.96	3766.63
22.44	19.38	0	217.44	14.96	3252.90
22.44	16.32	0	183.11	14.96	2739.32
22.44	13.26	0	148.78	14.96	2225.75
22.44	10.2	0	114.44	14.96	1712.02
22.44	7.14	0	80.11	14.96	1198.44
22.44	4.08	0	45.78	14.96	684.87
					45966.64

Chapitre IV : Etude du contreventement

6^{ème} étage :

H(m)	B(m)	b(m)	S (m ²)	d _i	S _i *d _i
25.5	37.74	12.24	637.24	11.34	7226.30
25.5	34.68	9.18	559.21	11.57	6470.06
25.5	31.62	6.12	481.18	11.87	5711.61
25.5	28.56	3.06	403.15	12.29	4954.71
25.5	25.5	0	247.09	12.92	3192.40
25.5	22.44	0	217.44	12.92	2809.32
25.5	19.38	0	187.79	12.92	2426.25
25.5	16.32	0	158.14	12.92	2043.17
25.5	13.26	0	128.50	12.92	1660.22
25.5	10.20	0	98.84	12.92	1277.01
25.5	7.14	0	69.19	12.92	893.93
25.5	4.08	0	39.53	12.92	510.73
Somme					49842.03

7^{ème} étage :

h	B	b	S _i	d _i	S _i *d _i
28.56	37.74	9.18	670.02	17.18	11510.94
28.56	34.68	6.12	582.62	17.61	10259.94
28.56	31.62	3.06	495.23	18.2	9013.19
28.56	28.56	0	407.84	19.04	7765.27
28.56	25.5	0	364.14	19.04	6933.22
28.56	22.44	0	320.44	19.04	6101.18
28.56	19.38	0	276.75	19.04	5269.32
28.56	16.32	0	233.05	19.04	4437.27
28.56	13.26	0	189.35	19.04	3605.22
28.56	10.2	0	145.66	19.04	2773.37
28.56	7.14	0	101.96	19.04	1941.32
28.56	4.08	0	58.26	19.04	1109.27
somme					70719.50

Chapitre IV : Etude du contreventement

8^{ème} étage :

h	B	b	S_i	d_i	S_i x d_i
31.62	37.74	6.12	693.43	19.62	13605.10
31.62	34.68	3.06	596.67	20.22	12064.67
31.62	31.62	0	499.91	21.08	10538.10
31.62	28.56	0	451.53	21.08	9518.25
31.62	25.50	0	403.15	21.08	8498.40
31.62	22.44	0	354.78	21.08	7478.76
31.62	19.38	0	306.40	21.08	6458.91
31.62	16.32	0	258.02	21.08	5439.06
31.62	13.26	0	209.64	21.08	4419.21
31.62	10.2	0	161.26	21.08	3399.36
31.62	7.14	0	112.88	21.08	2379.51
31.62	4.08	0	64.50	21.08	1359.66
somme					85158.99

9^{ème} étage :

h	B	b	S_i	d_i	S_i*d_i
34.68	37.74	3.06	707.47	22.25	15741.21
34.68	34.68	0	601.35	23.12	13903.21
34.68	31.62	0	548.29	23.12	12676.46
34.68	28.56	0	495.23	23.12	11449.72
34.68	25.5	0	442.17	23.12	10222.97
34.68	22.44	0	389.11	23.12	8996.22
34.68	19.38	0	336.05	23.12	7769.48
34.68	16.32	0	282.99	23.12	6542.73
34.68	13.26	0	229.93	23.12	5315.98
34.68	10.2	0	176.87	23.12	4089.23
34.68	7.14	0	123.81	23.12	2862.49
34.68	4.08	0	70.75	23.12	1635.74
somme					101205.44

Chapitre IV : Etude du contreventement

10^{ème} étage :

H (m)	B	b	S (m ²)	d _i	S _i *d _i
37.74	37.74	0	712.15	25.16	17917.69
37.74	34.68	0	654.41	25.16	16464.95
37.74	31.62	0	596.67	25.16	15012.22
37.74	28.56	0	538.93	25.16	13559.48
37.74	25.5	0	481.18	25.16	12106.49
37.74	22.44	0	423.44	25.16	10653.75
37.74	19.38	0	365.70	25.16	9201.01
37.74	16.32	0	307.96	25.16	7748.27
37.74	13.26	0	250.22	25.16	6295.53
37.74	10.2	0	192.47	25.16	4842.54
37.74	7.14	0	134.73	25.16	3389.81
37.74	4.08	0	76.99	25.16	1937.07
Somme					119128.81

IV.3. Calcul des déplacements des portiques :

IV.3.1. Calcul du déplacement :

$$\Delta_n = \psi_n * h$$

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 * \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

ψ_n : Rapport de déplacement relatif du niveau « n » à la hauteur « h » qui sépare ces deux niveaux.

Le déplacement du portique au niveau « i » :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

IV.3.2. Calcul de la rotation d'étage :

Rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Rotation d'un poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

Chapitre IV : Etude du contreventement

Rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n * h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : la portée libre de la poutre.

IV.3.3. Calcul de l'inertie fictive :

$$I_e = \frac{F_n}{D_n} \quad \text{avec :}$$

F_n : la flèche du n^{ème} niveau.

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats du calcul sont donnés par les tableaux suivant :

Chapitre IV : Etude du contreventement

Calcul des déplacements et les rotations dans le sens X-X

niv	Raideurs et moments						Rotations et déplacements			
	travée	H_e	M_n (t.m)	M_{n+1}	$\sum K_{tn}$ * 10^{-4} (m^3)	$\sum K_{pn}$ * 10^{-4} (m^3)	$E\theta_n$ ($t.m^{-2}$)	$E\psi_n$	$E\Delta n$ (t/m)	$\sum E\Delta n$
10	1--1	3.06	3.06	0	21.683	26.008	58.802	215.650	659.89	38402.37
	2--2	3.06	3.06	0	21.683	26.008	58.802	215.650	659.89	38402.37
	3--3	3.06	3.06	0	21.683	34.677	58.802	191.139	584.88	34899.25
	4--4	3.06	3.06	0	21.683	17.388	58.802	264.679	809.92	45225.60
	5--5	3.06	3.06	0	21.683	26.008	58.802	215.650	659.89	38402.37
9	1--1	3.06	6.12	3.06	21.683	26.008	176.405	431.301	1319.78	37742.48
	2--2	3.06	6.12	3.06	21.683	26.008	176.405	431.301	1319.78	37742.48
	3--3	3.06	6.12	3.06	21.683	34.677	176.405	382.279	1169.77	34314.37
	4--4	3.06	6.12	3.06	21.683	17.338	176.405	529.359	1619.84	44415.68
	5--5	3.06	6.12	3.06	21.683	26.008	176.405	431.301	1319.78	37742.48
8	1--1	3.06	9.18	6.12	21.683	26.008	294.009	646.951	1979.67	36422.70
	2--2	3.06	9.18	6.12	21.683	26.008	294.009	646.951	1979.67	36422.70
	3--3	3.06	9.18	6.12	21.683	34.677	294.009	573.418	1754.66	33144.60
	4--4	3.06	9.18	6.12	21.683	17.338	294.009	794.038	2429.76	42795.84
	5--5	3.06	9.18	6.12	21.683	26.008	294.009	646.951	1979.67	36422.70
7	1--1	3.06	12.24	9.18	21.683	26.008	411.613	858.706	2627.64	34443.03
	2--2	3.06	12.24	9.18	21.683	26.008	411.613	858.706	2627.64	34443.03
	3--3	3.06	12.24	9.18	21.683	34.677	411.613	760.662	2327.62	31389.94
	4--4	3.06	12.24	9.18	21.683	17.338	411.613	1054.822	3227.75	40366.08
	5--5	3.06	12.24	9.18	21.683	26.008	411.613	858.706	2627.64	34443.03
6	1--1	3.06	15.3	12.24	22.007	44.755	521.425	864.245	2644.59	31815.39
	2--2	3.06	15.3	12.24	22.007	44.755	521.425	864.245	2644.59	31815.39
	3--3	3.06	15.3	12.24	22.007	59.674	521.425	793.022	2426.65	29062.32
	4--4	3.06	15.3	12.24	22.007	29.837	521.425	1006.683	3080.45	37138.33
	5--5	3.06	15.3	12.24	22.007	44.755	521.425	864.245	2644.59	31815.39
5	1--1	3.06	18.36	15.3	22.007	44.755	637.297	1037.095	3173.51	29170.80
	2--2	3.06	18.36	15.3	22.007	44.755	637.297	1037.095	3173.51	29170.80
	3--3	3.06	18.36	15.3	22.007	59.674	637.297	951.626	2911.97	26635.67
	4--4	3.06	18.36	15.3	22.007	29.837	637.297	1208.019	3696.54	34057.88
	5--5	3.06	18.36	15.3	22.007	44.755	637.297	1037.095	3173.51	29170.80
4	1--1	3.06	21.42	18.36	22.007	44.755	753.169	1209.944	3702.43	25997.29
	2--2	3.06	21.42	18.36	22.007	44.755	753.169	1209.944	3702.43	25997.29
	3--3	3.06	21.42	18.36	22.007	59.674	753.169	1110.231	3397.31	23723.70
	4--4	3.06	21.42	18.36	22.007	29.837	753.169	1409.356	4312.63	30361.34
	5--5	3.06	21.42	18.36	22.007	44.755	753.169	1209.944	3702.43	25997.29
3	1--1	3.06	24.48	21.42	22.007	44.755	869.042	1375.430	4208.81	22294.86
	2--2	3.06	24.48	21.42	22.007	44.755	869.042	1375.430	4208.81	22294.86
	3--3	3.06	24.48	21.42	22.007	59.674	869.042	1261.473	3860.11	20326.39
	4--4	3.06	24.48	21.42	22.007	29.837	869.042	1603.330	4906.19	26048.71
	5--5	3.06	24.48	21.42	22.007	44.755	869.042	1375.430	4208.81	22294.86
2	1--1	3.06	27.54	24.48	22.341	72.322	970.189	1344.59	4114.44	18086.05
	2--2	3.06	27.54	24.48	22.341	72.322	970.189	1344.59	4114.44	18086.05

Chapitre IV : Etude du contreventement

	3--3	3.06	27.54	24.48	22.341	96.429	970.189	1265.259	3871.69	16466.28
	4--4	3.06	27.54	24.48	22.341	48.214	970.189	1503.262	4599.98	21142.52
	5--5	3.06	27.54	24.48	22.341	72.322	970.189	1344.590	4114.44	18086.05
1	1--1	3.06	30.6	27.54	22.341	72.322	1084.329	1493.989	4571.61	13971.61
	2--2	3.06	30.6	27.54	22.341	72.322	1084.329	1493.989	4571.61	13971.61
	3--3	3.06	30.6	27.54	22.341	96.429	1084.329	1405.843	4301.88	12594.59
	4--4	3.06	30.6	27.54	22.341	48.214	1084.329	1670.291	5111.09	16542.54
	5--5	3.06	30.6	27.54	22.341	72.322	1084.329	1493.989	4571.61	13971.61
R D C	1--1	3.06	33.66	30.6	22.341	72.322	1198.469	1542.677	4720.59	9400.00
	2--2	3.06	33.66	30.6	22.341	72.322	1198.469	1542.677	4720.59	9400.00
	3--3	3.06	33.66	30.6	22.341	96.429	1198.469	1416.661	4334.98	8292.71
	4--4	3.06	33.66	30.6	22.341	48.214	1198.469	1769.059	5413.32	11431.45
	5--5	3.06	33.66	30.6	22.341	72.322	1198.469	1542.677	4720.59	9400.00
S- sol	1--1	4.08	37.74	33.66	22.341	53.186	1111.187	1146.915	4679.41	4679.41
	2--2	4.08	37.74	33.66	22.341	53.186	1111.187	1146.915	4679.41	4679.41
	3--3	4.08	37.74	33.66	22.341	70.914	1053.077	970.031	3957.73	3957.73
	4--4	4.08	37.74	33.66	22.341	35.457	1176.087	1475.033	6018.13	6018.13
	5--5	4.08	37.74	33.66	22.341	53.186	1111.187	1146.915	4679.41	4679.41

L'inertie fictive des portiques dans le sens X-X

Niv	travée	Ef_i	$I_e (m^4)$	$\sum I_e$
10	1--1	119128.81	3.10	15.34
	2--2		3.10	
	3--3		3.41	
	4--4		2.63	
	5--5		3.10	
9	1--1	101205.44	2.68	13.27
	2--2		2.68	
	3--3		2.95	
	4--4		2.28	
	5--5		2.68	
8	1--1	85158.99	2.34	11.58
	2--2		2.34	
	3--3		2.57	
	4--4		1.99	
	5--5		2.34	
7	1--1	70719.51	2.05	10.15
	2--2		2.05	
	3--3		2.25	
	4--4		1.75	
	5--5		2.05	
6	1--1	49842.03	1.57	7.76
	2--2		1.57	
	3--3		1.71	
	4--4		1.34	
	5--5		1.57	

Chapitre IV : Etude du contreventement

5	1--1	45966.64	1.58	7.81
	2--2		1.58	
	3--3		1.72	
	4--4		1.35	
	5--5		1.58	
4	1--1	35432.7	1.36	6.61
	2--2		1.36	
	3--3		1.49	
	4--4		1.17	
	5--5		1.36	
3	1--1	26080.89	1.17	5.79
	2--2		1.17	
	3--3		1.28	
	4--4		1.00	
	5--5		1.17	
2	1--1	17933.58	0.99	4.91
	2--2		0.99	
	3--3		1.09	
	4--4		0.85	
	5--5		0.99	
1	1--1	11079.64	0.79	3.92
	2--2		0.79	
	3--3		0.88	
	4--4		0.67	
	5--5		0.79	
RDC	1--1	5693.62	0.60	2.99
	2--2		0.60	
	3--3		0.69	
	4--4		0.50	
	5--5		0.60	
S-sol	1--1	1952.51	0.42	2.07
	2--2		0.42	
	3--3		0.49	
	4--4		0.32	
	5--5		0.42	

Chapitre IV : Etude du contreventement

Calcul des déplacements et les rotations dans le sens Y-Y

niv	Raideurs et moments						Rotations et déplacements			
	travée	H_e	M_n (t.m)	M_{n+1}	$\sum K_{tn}$ * 10^{-4} (m^3)	$\sum K_{pn}$ * 10^{-4} (m^3)	$E\theta_n$ ($t.m^{-2}$)	$E\psi_n$	$E\Delta n$ (t/m)	$\sum E\Delta n$
10	A--A	3.06	3.06	0	14.22	21.673	89.662	296.983	908.767	52883.907
	B--B	3.06	3.06	0	14.22	4.335	89.662	767.560	2348.734	114489.50
	C--C	3.06	3.06	0	14.22	21.673	89.662	296.983	908.767	52883.907
	D--D	3.06	3.06	0	14.22	17.338	89.662	326.401	998.786	56939.019
	E--E	3.06	3.06	0	14.22	17.338	89.662	326.401	998.786	56939.019
	F--F	3.06	3.06	0	14.22	21.673	89.662	296.983	908.767	52883.907
	G--G	3.06	3.06	0	14.22	4.335	89.662	767.560	2348.734	114489.50
	H--H	3.06	3.06	0	14.22	21.673	89.662	296.983	908.767	52883.907
9	A--A	3.06	6.12	3.06	14.22	21.673	268.987	593.966	1817.535	51975.140
	B--B	3.06	6.12	3.06	14.22	4.335	268.987	1535.120	4697.468	112140.76
	C--C	3.06	6.12	3.06	14.22	21.673	268.987	593.966	1817.535	51975.140
	D--D	3.06	6.12	3.06	14.22	17.338	268.987	652.801	1997.572	55940.233
	E--E	3.06	6.12	3.06	14.22	17.338	268.987	652.801	1997.572	55940.233
	F--F	3.06	6.12	3.06	14.22	21.673	268.987	593.966	1817.535	51975.140
	G--G	3.06	6.12	3.06	14.22	4.335	268.987	1535.120	4697.468	112140.76
	H--H	3.06	6.12	3.06	14.22	21.673	268.987	593.966	1817.535	51975.140
8	A--A	3.06	9.18	6.12	14.22	21.673	448.312	890.948	2726.302	50157.605
	B--B	3.06	9.18	6.12	14.22	4.335	448.312	2302.681	7046.203	107443.29
	C--C	3.06	9.18	6.12	14.22	21.673	448.312	890.948	2726.302	50157.605
	D--D	3.06	9.18	6.12	14.22	17.338	448.312	979.202	2996.358	53942.66
	E--E	3.06	9.18	6.12	14.22	17.338	448.312	979.202	2996.358	53942.66
	F--F	3.06	9.18	6.12	14.22	21.673	448.312	890.948	2726.302	50157.605
	G--G	3.06	9.18	6.12	14.22	4.335	448.312	2302.681	7046.203	107443.29
	H--H	3.06	9.18	6.12	14.22	21.673	448.312	890.948	2726.302	50157.605
7	A--A	3.06	12.24	9.18	14.22	21.673	627.637	1182.335	3617.945	47431.303
	B--B	3.06	12.24	9.18	14.22	4.335	627.637	3064.645	9377.813	100397.09
	C--C	3.06	12.24	9.18	14.22	21.673	627.637	1182.335	3617.945	47431.303
	D--D	3.06	12.24	9.18	14.22	17.338	627.637	1300.007	3978.020	50946.302
	E--E	3.06	12.24	9.18	14.22	17.338	627.637	1300.007	3978.020	50946.302
	F--F	3.06	12.24	9.18	14.22	21.673	627.637	1182.335	3617.945	47431.303
	G--G	3.06	12.24	9.18	14.22	4.335	627.637	3064.645	9377.813	100397.09
	H--H	3.06	12.24	9.18	14.22	21.673	627.637	1182.335	3617.945	47431.303
6	A--A	3.06	15.3	12.24	14.42	37.30	795.77	1226.012	3751.596	43813.357
	B--B	3.06	15.3	12.24	14.42	7.46	795.77	2593.304	7935.510	91019.283
	C--C	3.06	15.3	12.24	14.42	37.30	795.77	1226.012	3751.596	43813.357
	D--D	3.06	15.3	12.24	14.42	29.84	795.77	1311.467	4013.090	46968.282
	E--E	3.06	15.3	12.24	14.42	29.84	795.77	1311.467	4013.090	46968.282
	F--F	3.06	15.3	12.24	14.42	37.30	795.77	1226.012	3751.596	43813.357
	G--G	3.06	15.3	12.24	14.42	7.46	795.77	2593.304	7935.510	91019.283
	H--H	3.06	15.3	12.24	14.42	37.30	795.77	1226.012	3751.596	43813.357
5	A--A	3.06	18.36	15.3	14.42	37.30	972.607	1471.214	4501.915	40061.761
	B--B	3.06	18.36	15.3	14.42	7.46	972.607	3111.965	9522.612	83083.773

Chapitre IV : Etude du contreventement

	C--C	3.06	18.36	15.3	14.42	37.30	972.607	1471.214	4501.915	40061.761	
	D--D	3.06	18.36	15.3	14.42	29.84	972.607	1573.761	4815.708	42955.192	
	E--E	3.06	18.36	15.3	14.42	29.84	972.607	1573.761	4815.708	42955.192	
	F--F	3.06	18.36	15.3	14.42	37.30	972.607	1471.214	4501.915	40061.761	
	G--G	3.06	18.36	15.3	14.42	7.46	972.607	3111.965	9522.612	83083.773	
	H--H	3.06	18.36	15.3	14.42	37.30	972.607	1471.214	4501.915	40061.761	
	4	A--A	3.06	21.42	18.36	14.42	37.30	1149.445	1716.416	5252.234	35559.847
		B--B	3.06	21.42	18.36	14.42	7.46	1149.445	3630.625	11109.714	73561.161
C--C		3.06	21.42	18.36	14.42	37.30	1149.445	1716.416	5252.234	35559.847	
D--D		3.06	21.42	18.36	14.42	29.84	1149.445	1836.054	5618.327	38139.483	
E--E		3.06	21.42	18.36	14.42	29.84	1149.445	1836.054	5618.327	38139.483	
F--F		3.06	21.42	18.36	14.42	37.30	1149.445	1716.416	5252.234	35559.847	
G--G		3.06	21.42	18.36	14.42	7.46	1149.445	3630.625	11109.714	73561.161	
H--H		3.06	21.42	18.36	14.42	37.30	1149.445	1716.416	5252.234	35559.847	
3	A--A	3.06	24.48	21.42	14.42	37.30	1326.283	1950.325	5967.994	30307.612	
	B--B	3.06	24.48	21.42	14.42	7.46	1326.283	4137.992	12662.256	62451.447	
	C--C	3.06	24.48	21.42	14.42	37.30	1326.283	1950.325	5967.994	30307.612	
	D--D	3.06	24.48	21.42	14.42	29.84	1326.283	2084.054	6386.385	32521.157	
	E--E	3.06	24.48	21.42	14.42	29.84	1326.283	2084.054	6386.385	32521.157	
	F--F	3.06	24.48	21.42	14.42	37.30	1326.283	1950.325	5967.994	30307.612	
	G--G	3.06	24.48	21.42	14.42	7.46	1326.283	4137.992	12662.258	62451.447	
	H--H	3.06	24.48	21.42	14.42	37.30	1326.283	1950.325	5967.994	30307.612	
2	A--A	3.06	27.54	24.48	14.64	60.27	1480.533	1948.409	5962.133	24339.619	
	B--B	3.06	27.54	24.48	14.64	12.05	1480.533	3472.187	10624.893	49789.190	
	C--C	3.06	27.54	24.48	14.64	60.27	1480.533	1948.409	5962.133	24339.619	
	D--D	3.06	27.54	24.48	14.64	48.21	1480.533	2043.665	6253.616	26134.771	
	E--E	3.06	27.54	24.48	14.64	48.21	1480.533	2043.665	6253.616	26134.771	
	F--F	3.06	27.54	24.48	14.64	60.27	1480.533	1948.409	5962.133	24339.619	
	G--G	3.06	27.54	24.48	14.64	12.05	1480.533	3472.187	10624.893	49789.190	
	H--H	3.06	27.54	24.48	14.64	60.27	1480.533	1948.409	5962.133	24339.619	
1	A--A	3.06	30.6	27.54	14.64	60.27	1654.713	2164.899	6624.592	18377.486	
	B--B	3.06	30.6	27.54	14.64	12.05	1654.713	3857.986	11805.437	39164.297	
	C--C	3.06	30.6	27.54	14.64	60.27	1654.713	2164.889	6624.592	18377.486	
	D--D	3.06	30.6	27.54	14.64	48.21	1654.713	2270.739	6948.462	19881.156	
	E--E	3.06	30.6	27.54	14.64	48.21	1654.713	2270.739	6948.462	19881.156	
	F--F	3.06	30.6	27.54	14.64	60.27	1654.713	2164.899	6624.592	18377.486	
	G--G	3.06	30.6	27.54	14.64	12.05	1654.713	3857.986	11805.437	39.164.297	
	H--H	3.06	30.6	27.54	14.64	60.27	1654.713	2164.899	6624.592	18377.486	
R D C	A--A	3.06	33.66	30.6	14.64	60.27	1828.893	2136.369	6537.288	11752.894	
	B--B	3.06	33.66	30.6	14.64	12.05	1828.893	4193.081	12830.828	27358.860	
	C--C	3.06	33.66	30.6	14.64	60.27	1828.893	2136.369	6537.288	11752.894	
	D--D	3.06	33.66	30.6	14.64	48.21	1828.893	2293.543	7018.241	12932.694	
	E--E	3.06	33.66	30.6	14.64	48.21	1828.893	2293.543	7018.241	12932.694	
	F--F	30.6	33.66	30.6	14.64	60.27	1828.893	2136.369	6537.288	11752.894	
	G--G	3.06	33.66	30.6	14.64	12.05	1828.893	4193.081	12830.828	27358.860	
	H--H	3.06	33.66	30.6	14.64	60.27	1828.893	2136.369	6537.288	11752.894	
S- sol	A--A	4.08	37.74	33.66	14.64	60.27	1513.032	1278.335	5215.606	5215.606	
	B--B	4.08	37.74	33.66	14.64	12.05	1901.667	3560.792	14528.032	14528.032	

Chapitre IV : Etude du contreventement

C--C	4.08	37.74	33.66	14.64	60.27	1513.032	1278.335	5215.606	5215.606
D--D	4.08	37.74	33.66	14.64	48.21	1594.533	1449.621	5914.453	5914.453
E--E	4.08	37.74	33.66	14.64	48.21	1594.533	1449.621	5914.453	5914.453
F--F	4.08	37.74	33.66	14.64	60.27	1513.032	1278.335	5215.606	5215.606
G--G	4.08	37.74	33.66	14.64	12.05	1901.667	3560.792	14528.032	14528.032
H--H	4.08	37.74	33.66	14.64	60.27	1513.02	1278.335	5215.606	5215.606

L'inertie fictive des portiques dans le sens Y-Y

Niv	travée	Ef _i	I _e (m ⁴)	∑I _e
10	A--A	119128.81	2.253	15.28
	B--B		1.041	
	C--C		2.253	
	D--D		2.092	
	E--E		2.092	
	F--F		2.253	
	G--G		1.041	
	H--H		2.253	
9	A--A	101205.44	1.947	13.21
	B--B		0.902	
	C--C		1.947	
	D--D		1.809	
	E--E		1.809	
	F--F		1.947	
	G--G		0.902	
	H--H		1.947	
8	A--A	85158.99	1.698	11.54
	B--B		0.793	
	C--C		1.698	
	D--D		1.579	
	E--E		1.579	
	F--F		1.698	
	G--G		0.793	
	H--H		1.698	
7	A--A	70719.51	1.491	10.15
	B--B		0.704	
	C--C		1.491	
	D--D		1.388	
	E--E		1.388	
	F--F		1.491	
	G--G		0.704	
	H--H		1.491	
6	A--A	49842.03	1.138	7.77
	B--B		0.548	
	C--C		1.138	
	D--D		1.061	
	E--E		1.061	

Chapitre IV : Etude du contreventement

	F--F		1.138	
	G--G		0.548	
	H--H		1.138	
5	A--A	45966.64	1.147	7.83
	B--B		0.553	
	C--C		1.147	
	D--D		1.070	
	E--E		1.070	
	F--F		1.147	
	G--G		0.553	
	H--H		1.147	
4	A--A	35432.7	0.996	6.81
	B--B		0.482	
	C--C		0.996	
	D--D		0.929	
	E--E		0.929	
	F--F		0.996	
	G--G		0.482	
	H--H		0.996	
3	A--A	26080.89	0.861	5.88
	B--B		0.418	
	C--C		0.861	
	D--D		0.802	
	E--E		0.802	
	F--F		0.861	
	G--G		0.418	
	H--H		0.861	
2	A--A	17933.58	0.737	5.04
	B--B		0.360	
	C--C		0.737	
	D--D		0.686	
	E--E		0.686	
	F--F		0.737	
	G--G		0.360	
	H--H		0.737	
1	A--A	11079.64	0.603	4.09
	B--B		0.283	
	C--C		0.603	
	D--D		0.557	
	E--E		0.557	
	F--F		0.603	
	G--G		0.283	
	H--H		0.603	
RDC	A--A	5693.62	0.484	3.23
	B--B		0.208	
	C--C		0.484	
	D--D		0.440	
	E--E		0.440	

Chapitre IV : Etude du contreventement

	F--F		0.484	
	G--G		0.208	
	H--H		0.484	
S-sol	A--A	1952.51	0.374	1.54
	B--B		0.134	
	C--C		0.374	
	D--D		0.330	
	E--E		0.330	
	F--F		0.374	
	G--G		0.134	
	H--H		0.374	

Les inerties fictives des portiques par niveau :

Niveau	S-sol	RD C	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Σ
Sens X-X	2.07	2.99	3.92	4.91	5.79	6.61	7.81	7.76	10.15	11.5 8	13.2 7	15.34	92.2
Sens Y-Y	1.54	3.23	4.09	5.04	5.88	6.81	7.83	7.77	10.15	11.5	13.2	15.2	92.2 4

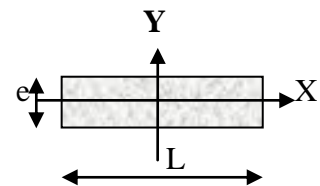
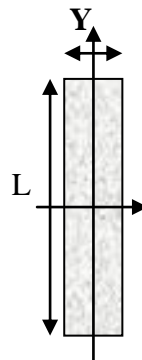
IV.4. Calcul des inerties des refends :

IV.4.1. Sens transversal :

$$I_y = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$ donc on prend $I_y = 0$



IV.4.2. Sens longitudinal :

$$I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$ donc on prend $I_x = 0$

Remarque : La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et

Chapitre IV : Etude du contreventement

assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (35*35).

Sens Y-Y :

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)
Sous-sol au 10 ^{ème} étage.	VT1	4.6	0.20	1.622
	VT1	4.6	0.20	1.622
	VT2	1.70	0.20	0.0819
	VT2	1.70	0.20	0.0819
	VT1	4.6	0.20	1.622
	VT1	4.6	0.20	1.622
Somme				6.65

Sens X-X :

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I (m ⁴)
	VL1	1.25	0.20	0.032
	VL1	1.25	0.20	0.032
	VL2	3.7	0.20	0.844
	VL1	1.25	0.20	0.032
	VL1	1.25	0.20	0.032
Somme				0.972

IV.5. Interprétation des résultats :

- Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage
Voiles	0.972	11.23%
Portiques	7.68	88.76%
Voiles+portiques	8.652	100%

Chapitre IV : Etude du contreventement

Sens transversal :

	Inertie (m⁴)	pourcentage
Voiles	6.65	46.43%
Portiques	7.67	53.56%
Voiles+portiques	14.32	100%

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que longitudinal.

Le contreventement est assuré par des voiles et des portiques, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**.

V. Modélisation de la structure

V.1. Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface de calcul. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Dans ce cas il faut bien faire toute une étude pour essayer d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

V.2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa ; 30m en zones IIb et III.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

Tous les groupes.

Zone II :

Groupe d'usage 3.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

Groupe d'usages 2 et 3, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

Remarque :

Dans notre cas tous les conditions de la méthode statique équivalente sont vérifiées, dans cette méthode est applicable.

V.3. Présentation de logiciel ROBOT :

V.3.1. Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

V.3.2. Description général du logiciel :

Basé sur la méthode des éléments finis (M.E.F), le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



Figure V.1. Page d'accueil de logiciel ROBOT.

V.3.3. Les caractéristiques principales de logiciel ROBOT :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

V.3.4 Les étapes à suivre :

✚ Choix du type de la structure :

Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :

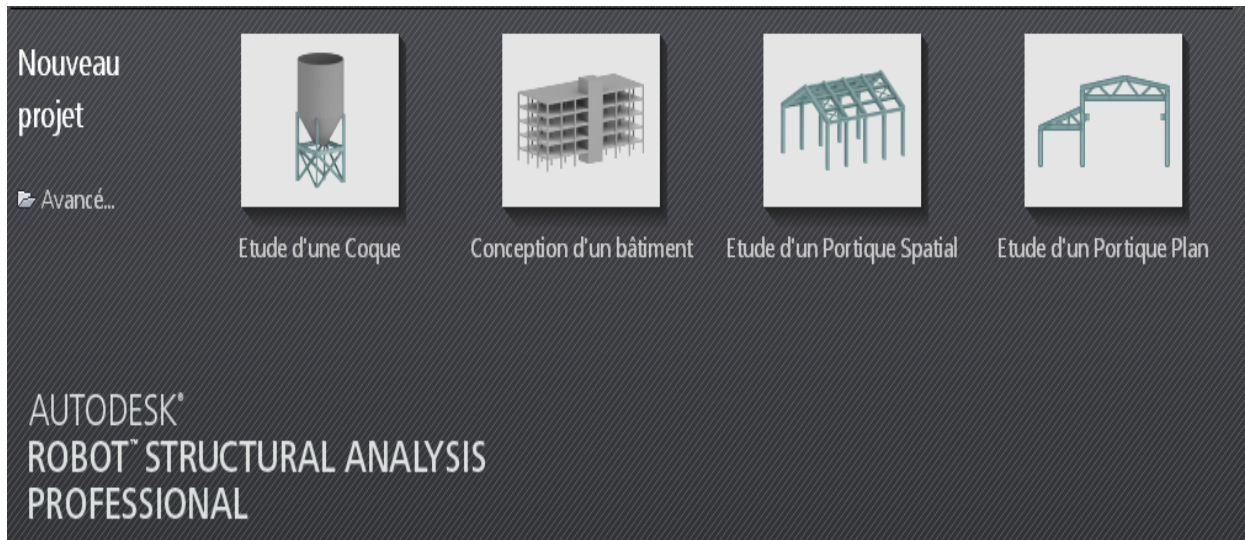


Figure V.2. Choix de la structure à étudier

✚ Configuration de préférence de la tâche :

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on accède à la commande « **préférence de la tâche** », en cliquant sur l'icône « **outil** ».

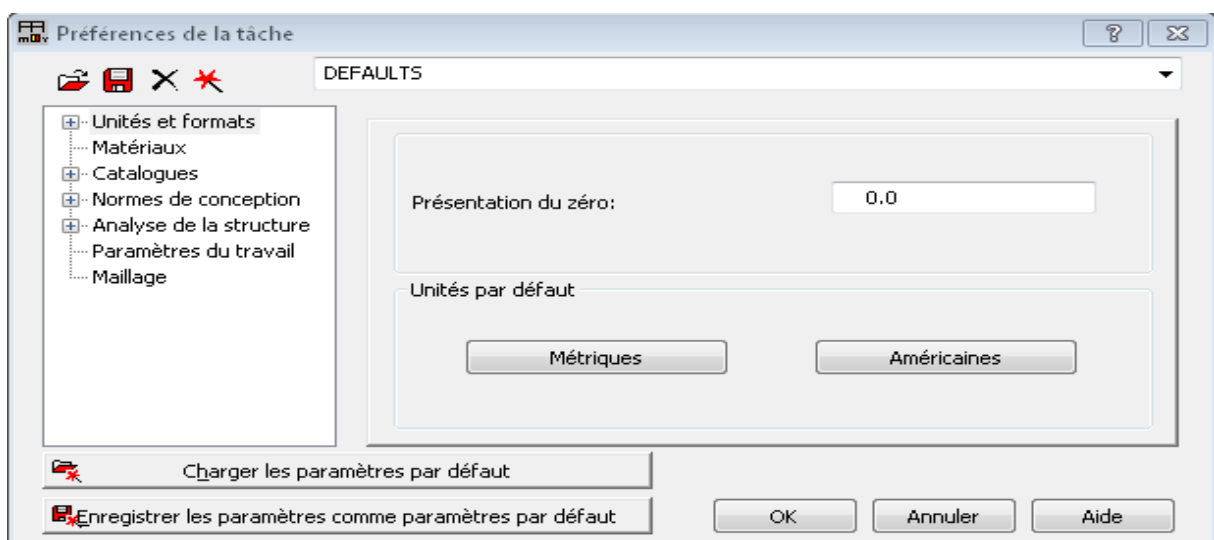



Figure V.3. Préférence de la tâche.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Ligne de construction :

Les lignes de construction sont d'une grande importance lors de la modélisation de la structure.

Dans le menu « **Structure** », on clique sur l'icône  Lignes de construction.

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la fenêtre donnée à côté, dans le système de coordonnées cartésiennes.

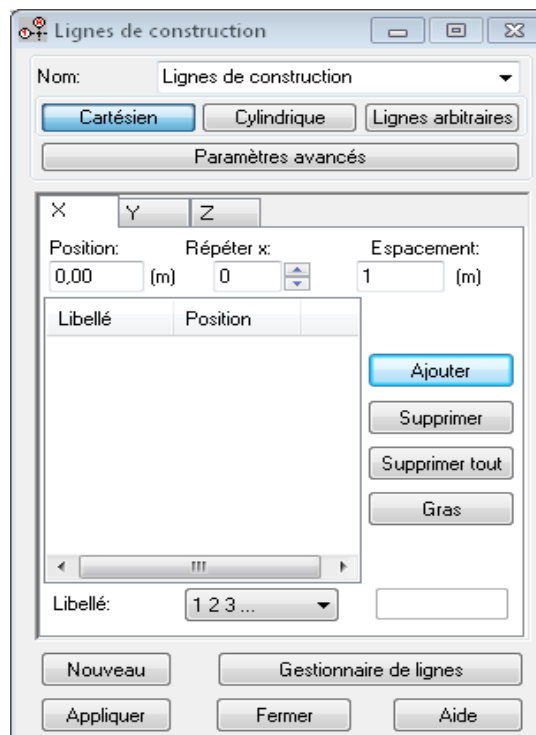



Figure V.4. Ligne de construction.

Définir les sections transversales (profilés des barres) :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure. Dans le menu « **structure** » → « caractéristiques » → « profilés de barres », Il apparait la boite de dialogue ci-après, et on définit un nouveau profilé en cliquant sur 

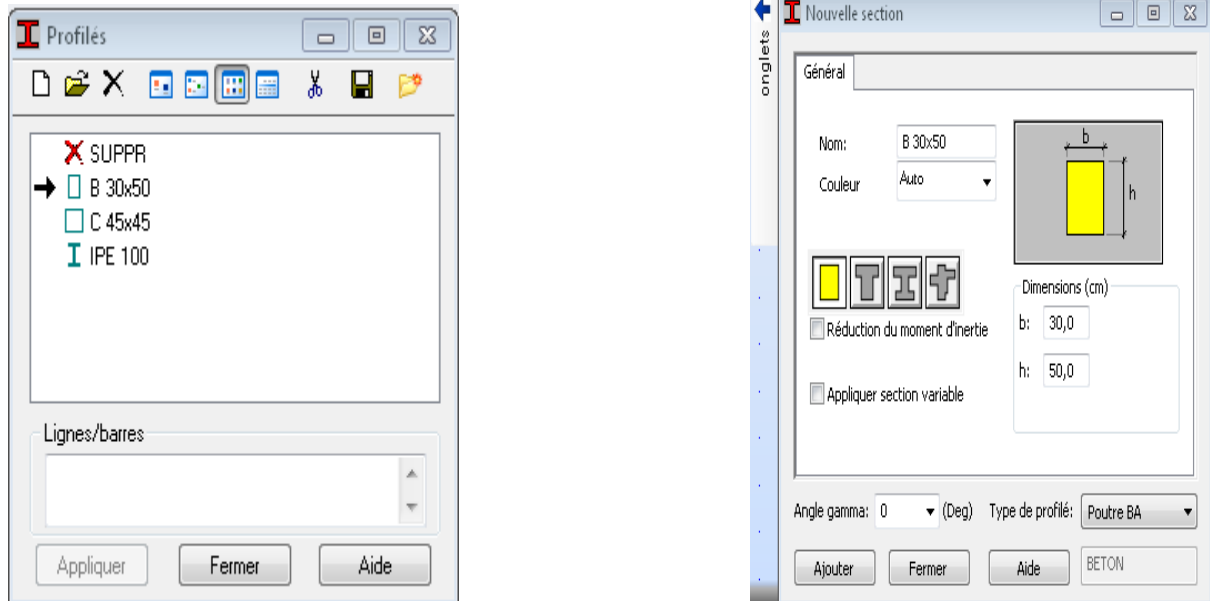



Figure V.5. Choix des profilées de barres

Affectation des sections transversales (création des barres) :

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône  « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

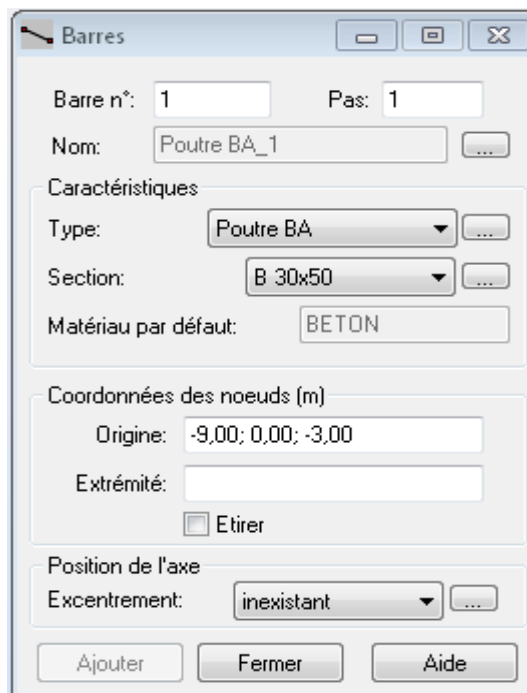




Figure V.6. Modélisation des poteaux et des poutres.

Chapitre V : Modélisation de la structure

✚ Création des panneaux :

Pour accéder à la boîte de dialogue « **épaisseur EF** » on sélectionne dans le menu « **structure** » → « **caractéristique** » et on clique sur l'icône , après un clic sur l'icône  « **définir nouvelle section** » et sur l'onglet « **uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

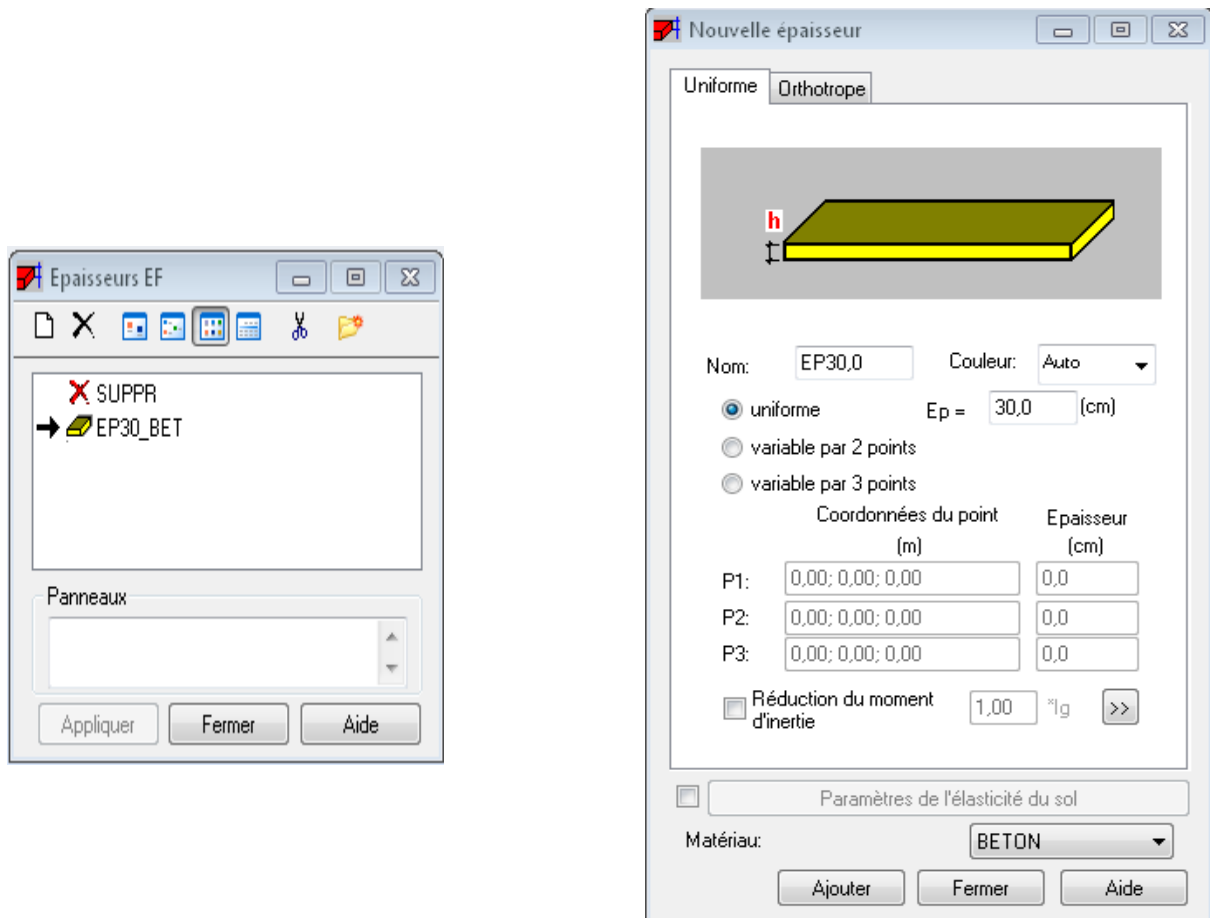



Figure V.7. Epaisseur des panneaux.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône  « **poly ligne-contour** » et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.

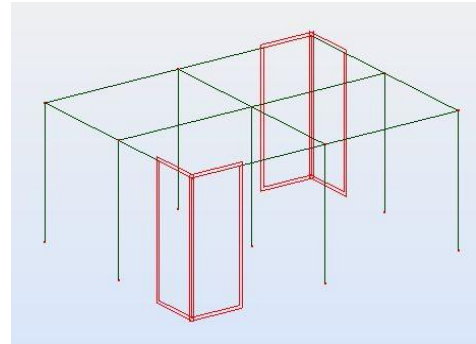
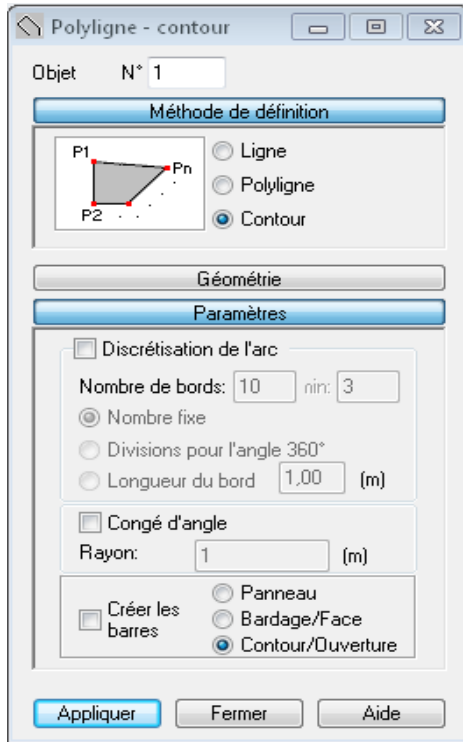



Figure V.8. Définition des contours pour les voiles.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône  « **panneau** », et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile.

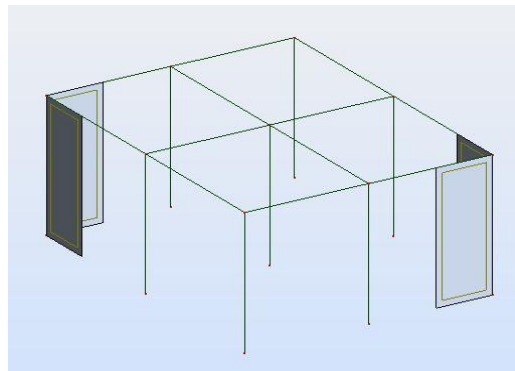
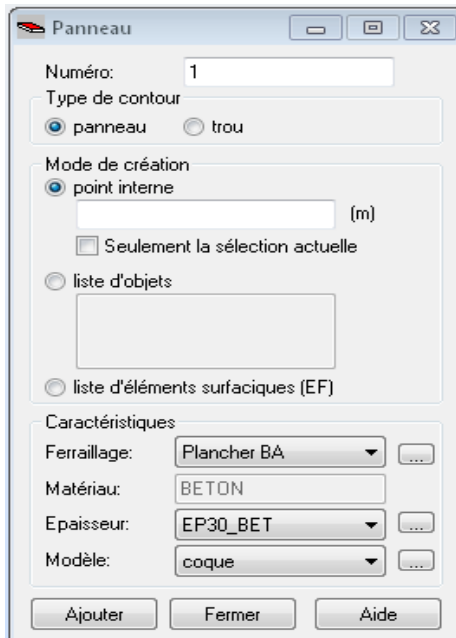



Figure V.9. Modélisation des voiles.

Chapitre V : Modélisation de la structure

✚ Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « **appuis** », on choisit les encastremements nodaux pour les nœuds et les encastremements linéaire pour les voiles (bords des contours).

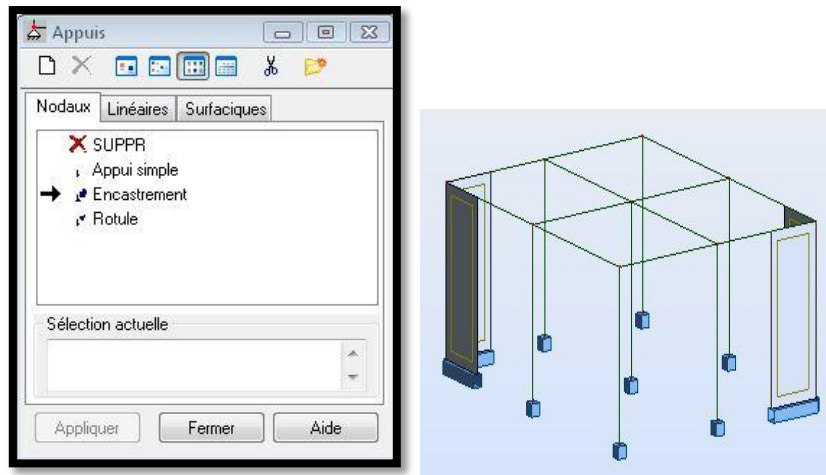



Figure V.10. Définition des appuis.

✚ Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône  « **cas de charges** », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « **nouveau** ».

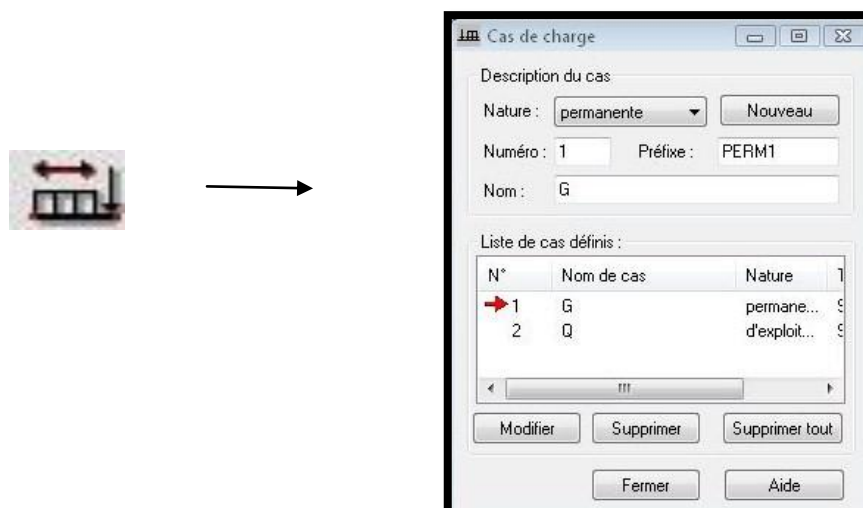


Figure V.11. Définition des charges.

Chapitre V : Modélisation de la structure

🚦 Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), on sélectionne dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « **charge** ».

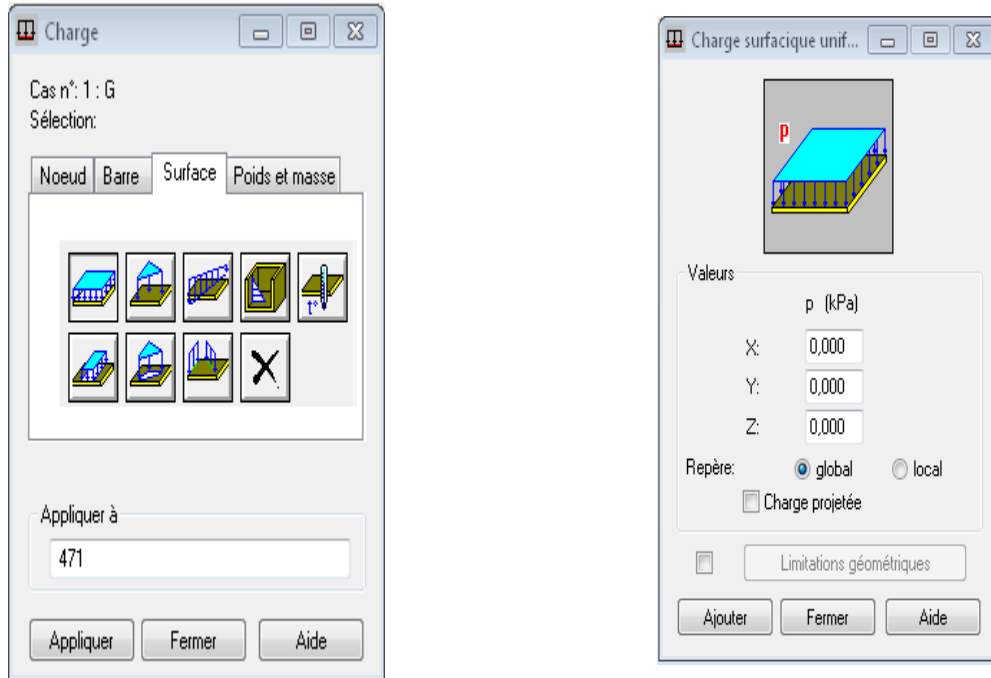


Figure V.12. Application des charges surfaciques.

On clique sur « **polyligne** » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie.

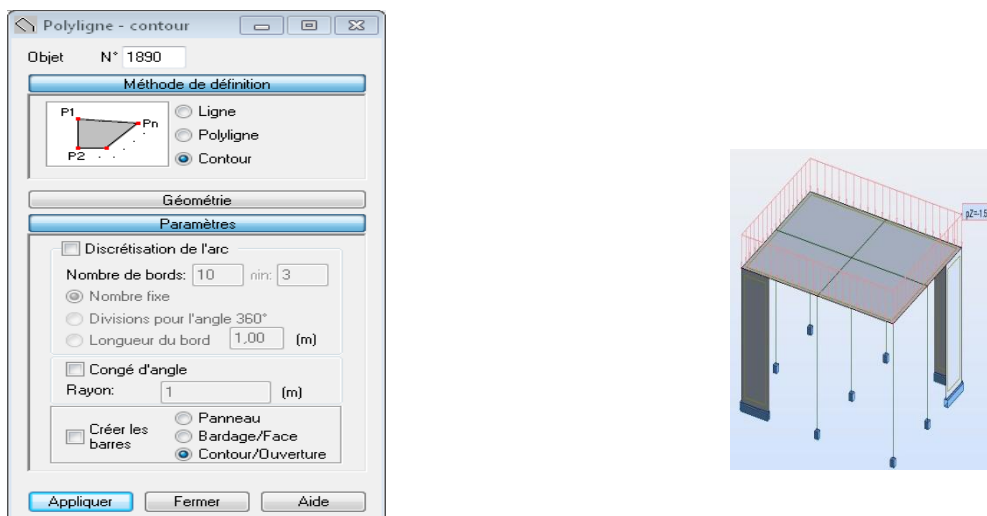


Figure V.13. Application des charges surfaciques.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Définition des options de calculs :

On clique sur le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » une boîte de dialogue apparaît :

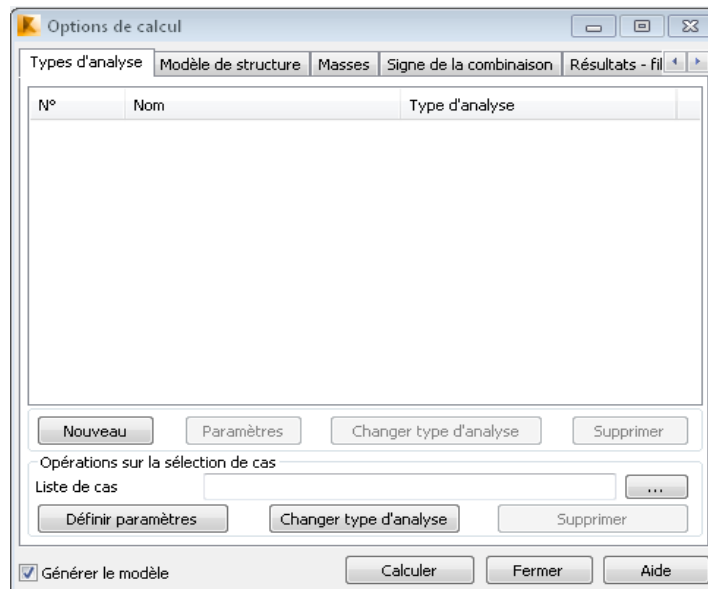


Figure V.14. Définition des charges dynamiques.

Où l'on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Chapitre V : Modélisation de la structure

On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** » → **OK**, on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

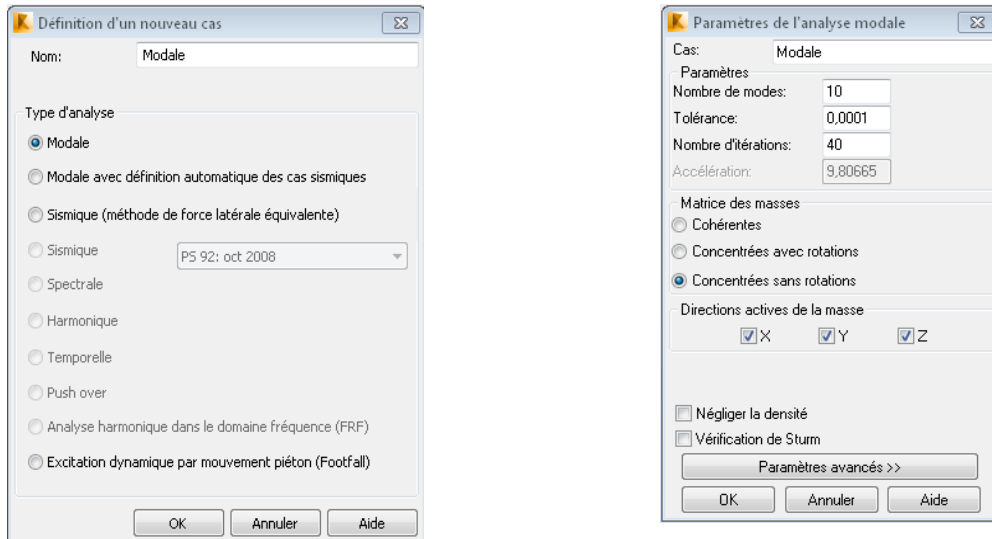


Figure V.15. Introduction des paramètres de l'analyse modale.

On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.

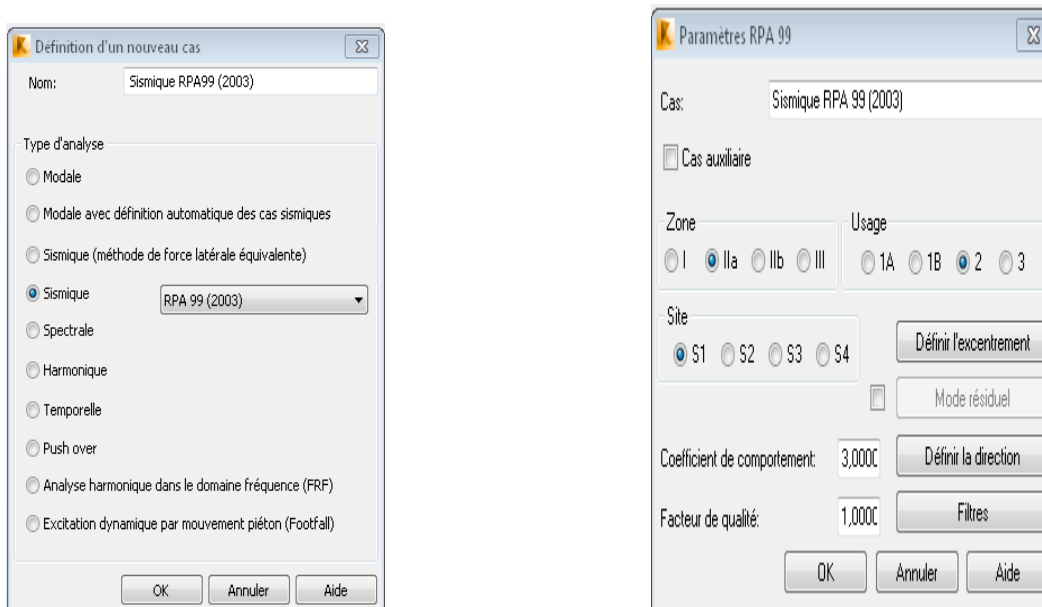



Figure V.16. Introduction des paramètres de l'analyse sismique.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « **option de calcul** », on clique sur convertir les cas et dans la fenêtre qui apparaît on choisit le cas de charge (*GouQ*) et on clique sur  puis on ferme, après on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter.(même opération pour l'autre cas de charge).

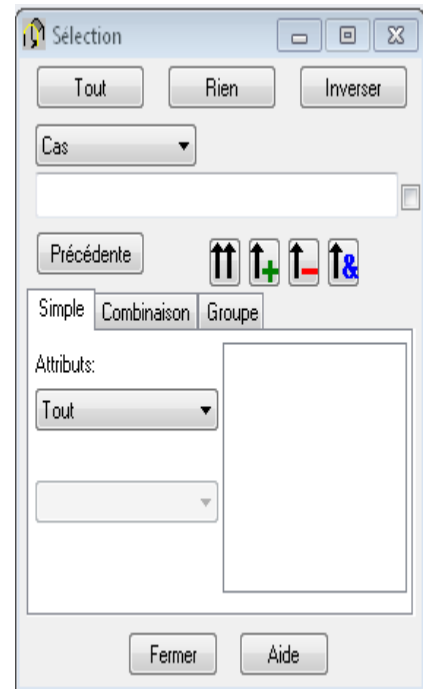
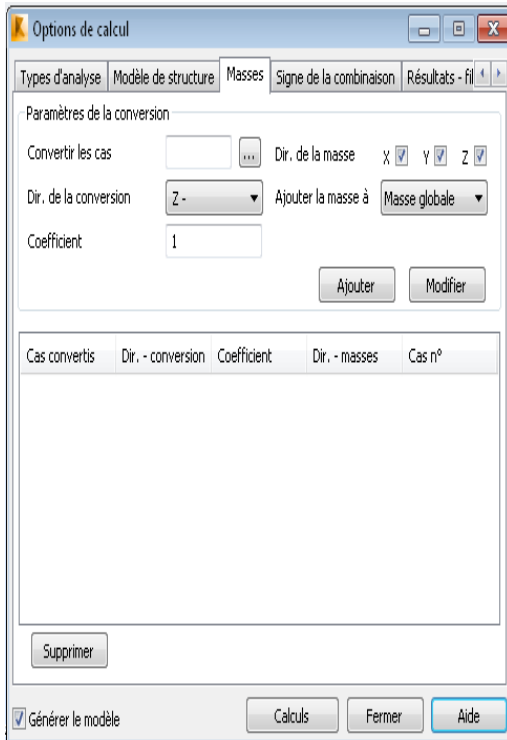


Figure V.17. La conversion des charges en masses.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Le nœud maître :

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir le nœud maître, et pour cela on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boîte de dialogue s'affiche, double click sur « membrane » puis on coche les directions qu'on veut bloquer, ajouter → oui → fermer.



Figure V.18. Définition des directions à bloquer

Chapitre V : Modélisation de la structure

On saisit le numéro d'un nœud quelconque appartenant au plancher dans l'onglet « nœud maître » puis on pose le curseur dans l'onglet « nœuds esclaves » et on fait une sélection fenêtre pour tous les nœuds qui appartiennent à ce plancher, appliquer.

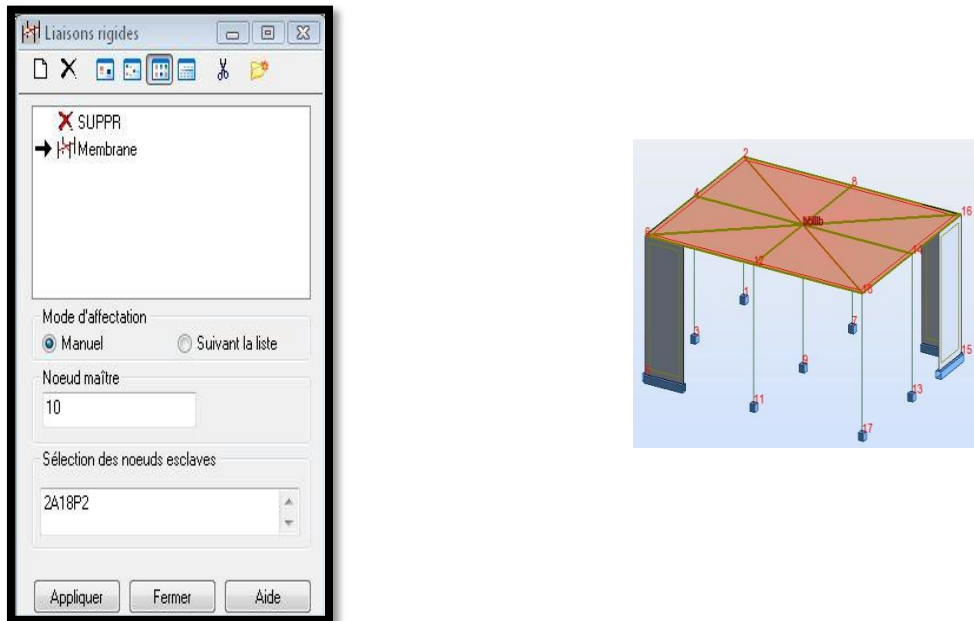


Figure V.19. Création du nœud maître.

Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « chargement », « combinaison manuelle », on choisit le type de la combinaison et sa nature, puis on valide.

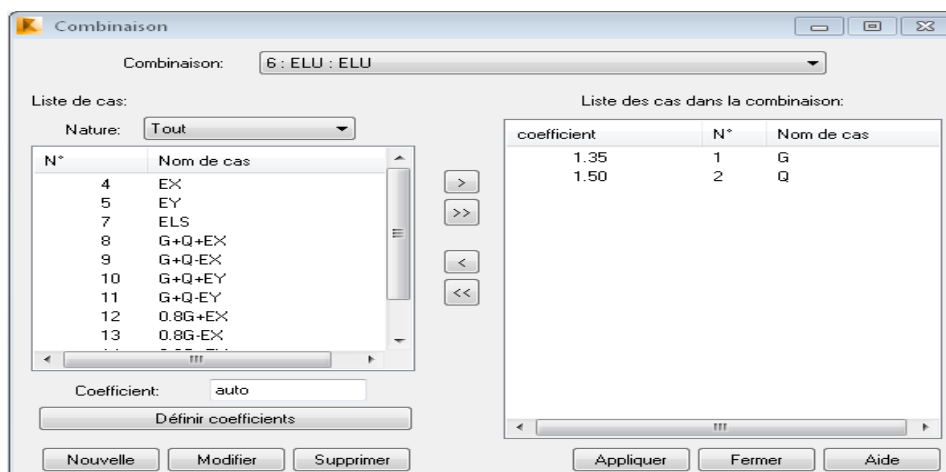


Figure V.20. Définition des combinaisons d'actions.

Chapitre V : Modélisation de la structure

Pour faire une autre combinaison on clique sur « **nouvelle** » et on refait les mêmes opérations pour les autres combinaisons.

Vérification de la structure :

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la natures de ces erreurs.

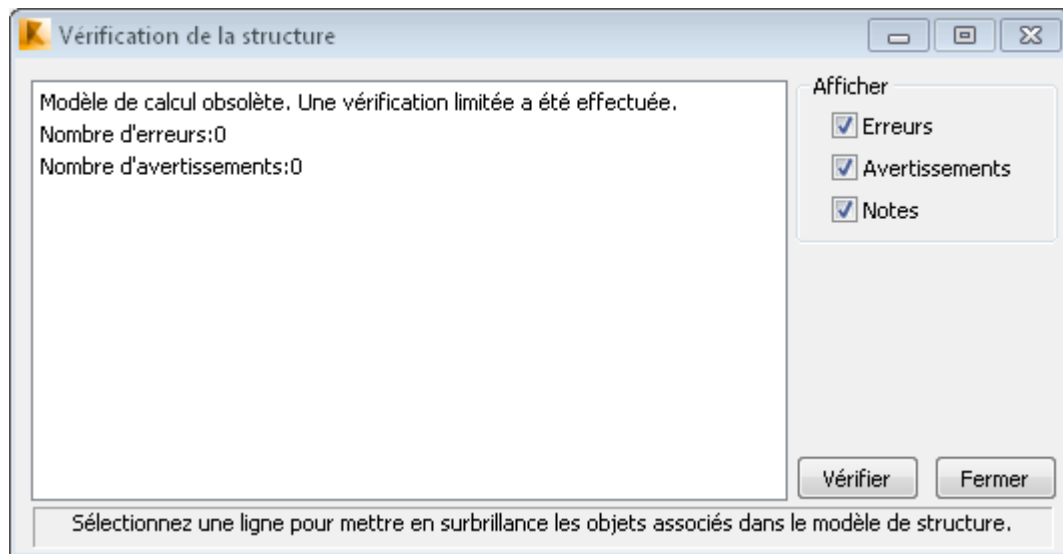


Figure V.21. Vérification de la structure.

Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

✚ Exploitation des résultats :

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « **résultat** », si on veut un affichage sous forme de tableaux, il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « **tableaux** ».

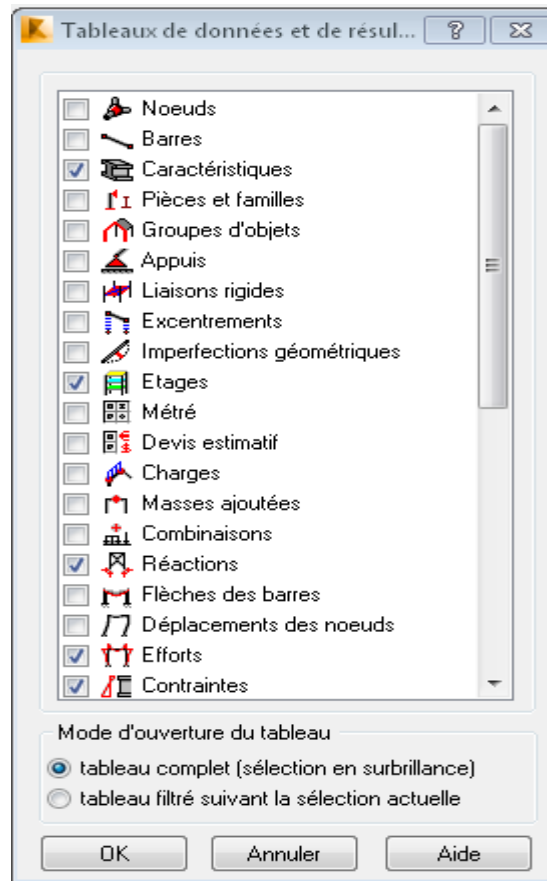


Figure V.22. Affichage des résultats sous forme des tableaux

✚ Vérification des résultats :

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « mode propre » et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent.

✚ Affichage des diagrammes des efforts dans les barres :

Dans le menu « **résultat** » on sélectionne « **diagramme** » et on clique sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes, puis on fait notre choix sur les différents onglets (NTM, déformée, contraintes, réactions,).

Chapitre V : Modélisation de la structure

Affichage des efforts dans les voiles :

Dans le menu « **résultats** », on clique sur « **cartographie-panneaux** » et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et les valeurs s'affichent sur les voiles.

Affichage de la note de calcul :

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » on choisit « simplifiée » ou « complète ».

Conclusion:

On a présenté les principales étapes de la modélisation d'une structure avec le logiciel Robot, on les appliquera sur notre structure à étudier dans les chapitres suivants.

VI. Résultats d'étude aux chargements

VI.1. Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour ferrailer notre structure, sont imposées par le **RPA99 vérifiée 2003** et le **BAEL99**.

- **Combinaison de BAEL99 :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- **Combinaison du RPA99 vérifiée 2003 (art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états limite.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des efforts internes et les déformations de la structure sont comme suit :

$G+Q+E$; $G+Q-E$

$0.8G+E$; $0.8G-E$

Avec : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : action de séisme.

Ces combinaisons de charges sont distribuées sur les différents éléments de la structure comme suit :

- **Les portiques :**

Eléments	BAEL99		RPA99 ver 2003	
	ELU	ELS		
poutres	$1.35G+1.5Q$	$G+Q$	$G+Q\pm E$	$0.8G\pm E$
poteaux	$1.35G+1.5Q$	$G+Q$	$G+Q\pm E$	$0.8G\pm E$

Chapitre VI : Résultats d'étude aux chargements

- **Les voiles :**

Les combinaisons à considérer pour le cas des voiles :

- ✓ **0.8G±E**
- ✓ **G+Q±E**
- ✓ **ELU**
- ✓ **ELS**

Les résultats sont donnés par les tableaux obtenus en fonction des combinaisons d'action.

Tableau 1 : Résultats dynamique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,72	0,58	79,55	0,01	0,0	79,55	0,01
3/ 2	2,61	0,38	79,56	71,70	0,0	0,01	71,69
3/ 3	4,01	0,25	79,62	72,08	0,0	0,06	0,38
3/ 4	4,90	0,20	90,51	72,08	0,0	10,88	0,00
3/ 5	7,29	0,14	92,52	72,47	0,0	2,02	0,39
3/ 6	7,56	0,13	92,64	82,07	0,0	0,11	9,60
3/ 7	8,73	0,11	94,36	82,31	0,0	1,75	0,24
3/ 8	8,89	0,11	94,42	86,37	0,0	0,04	4,06
3/ 9	8,96	0,11	94,44	86,86	0,0	0,02	0,50
3/ 10	9,03	0,11	94,44	87,04	0,0	0,01	0,17
3/ 11	9,82	0,10	94,48	87,68	0,0	0,04	0,64

Chapitre VI : Résultats d'étude aux chargements

Tableau 2 : Extrêmes globaux des résultats dynamique

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
MAX	16,33	0,58	96,69	93,98	0,0	79,70	71,69
Cas	3	3	3	3	3	3	3
Mode	40	1	40	40	1	1	2
MIN	1,71	0,06	79,70	0,01	0,0	0,00	0,00
Cas	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	40	1	1	1	24	29

Tableau 3 : Extrêmes globaux des efforts

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]
MAX	1164,654	50,73	47,10	90,954	501,578	14,58
Barre	242	649	183	1261	653	777
Hoend	262	187	198	313	382	449
Cas	6 (C)	13 (C) (CQC)	6 (C)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-87,097	-73,61	-36,44	-86,893	-506,184	-14,54
Barre	610	505	171	1261	649	777
Hoend	69	367	185	313	187	449
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)

Tableau 4 : Les réactions d'appuis

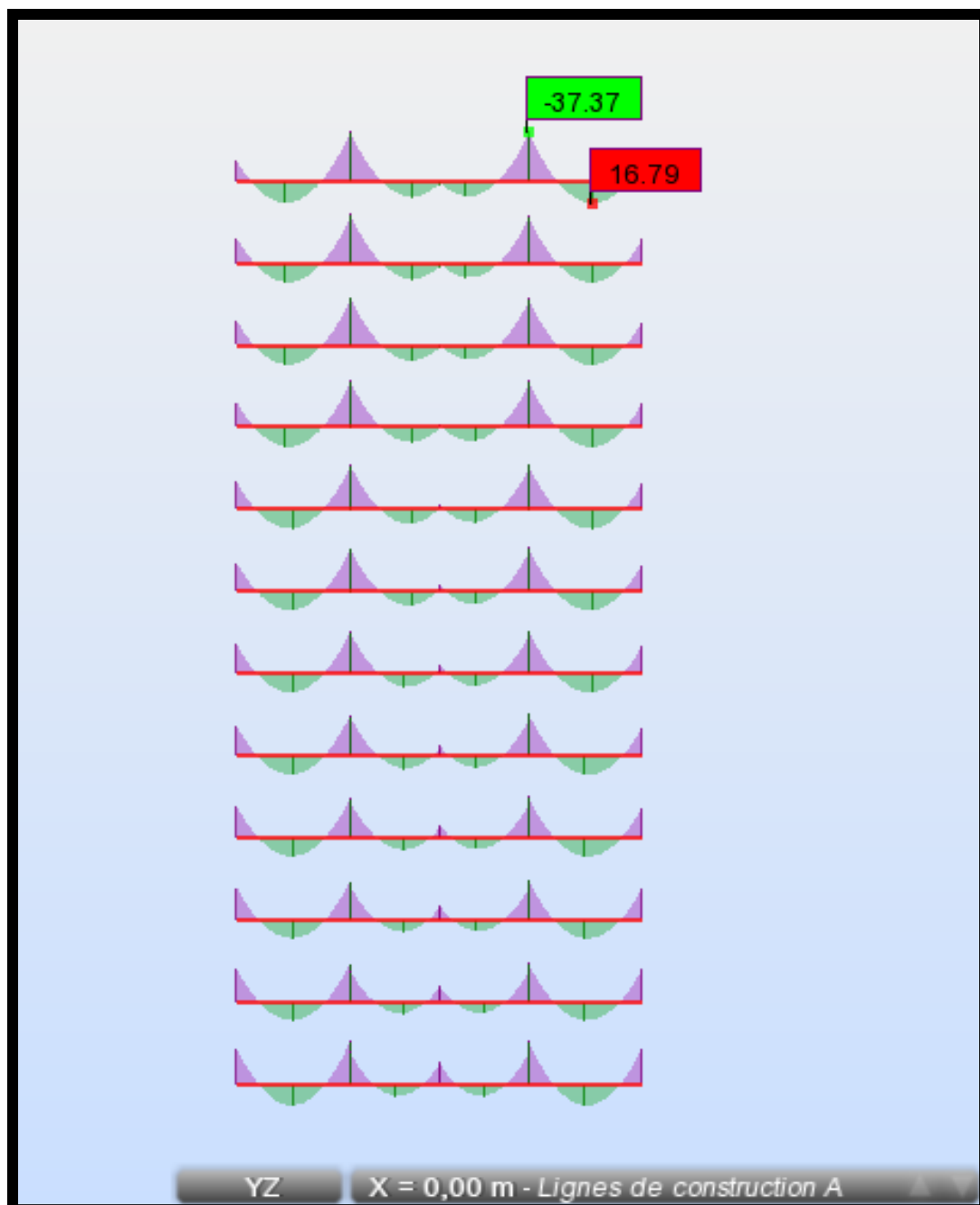
	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	335,908	223,204	1164,654	44,43	49,90	6,00
Hoend	13030	10580	262	10580	13579	210
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	6 (C)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-339,859	-198,749	-303,557	-38,64	-49,79	-3,14
Hoend	13031	10680	10292	10680	13526	223
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

Chapitre VI : Résultats d'étude aux chargements

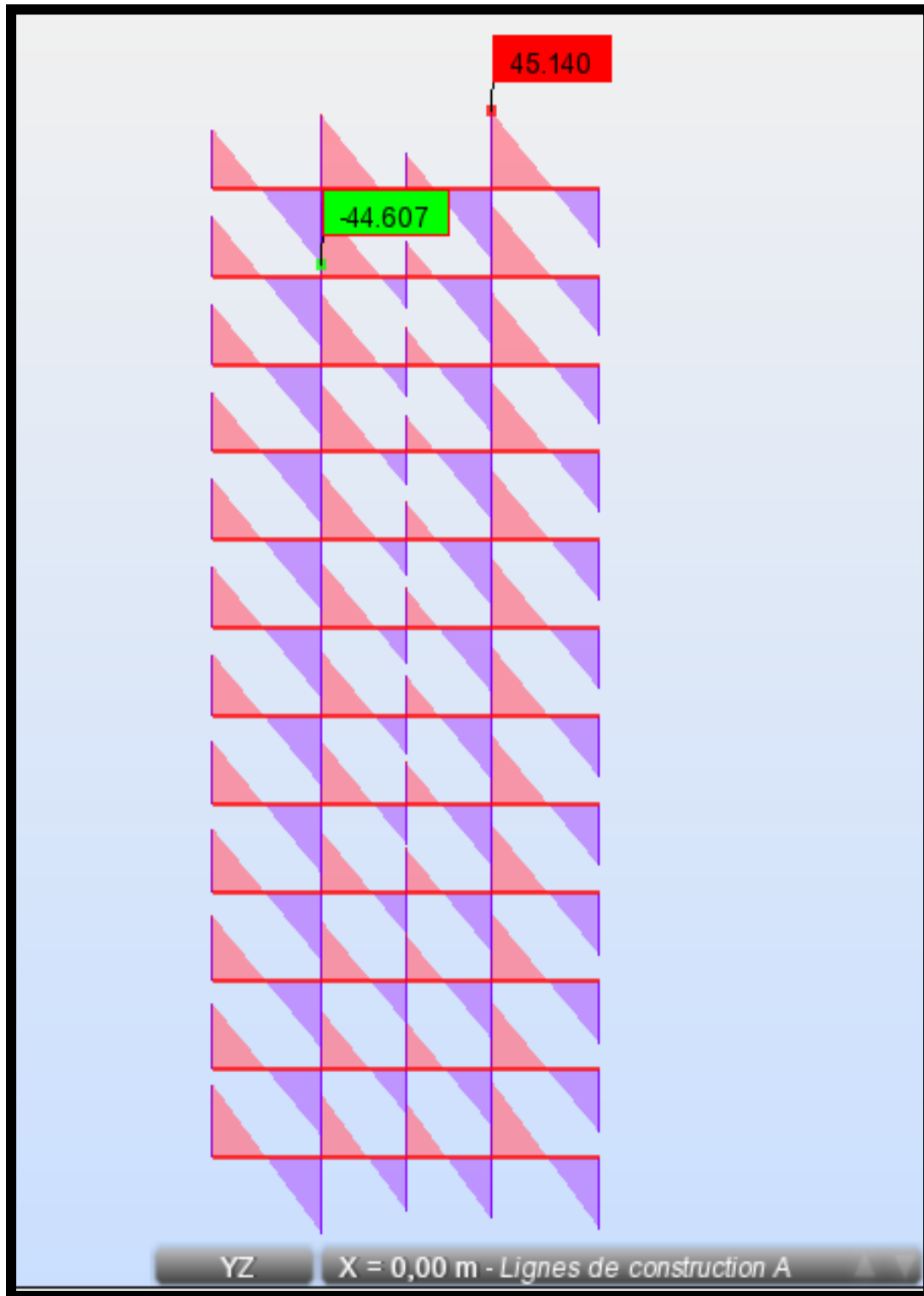
Tableau 5 : Exemple de calcul des déplacements

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	4,4	2,7	0,5	0,002	0,002	0,002
Iloead	636	637	631	391	8905	3751
Cas	8 (C) (CQC)	5	5	10 (C) (CQC)	4	10 (C) (CQC)
Mode		CQC	CQC		CQC	
MIN	-4,4	-2,8	-0,8	-0,001	-0,002	-0,002
Iloead	638	637	7148	274	8905	3751
Cas	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
Mode						

Exemple des moments



Exemple des efforts tranchants



Chapitre VI : Résultats d'étude aux chargements

Caractéristique de l'analyse

Propriétés du projet: **Structure R+11+SS 2014**

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 13.148 (m)

Y = 7.331 (m)

Z = 15.300 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 354819723.202 (kg*m²)

I_y = 448691799.885 (kg*m²)

I_z = 231524499.591 (kg*m²)

Masse = 2417516.662 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 13.148 (m)

Y = 7.438 (m)

Z = 15.300 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I_x = 486958727.046 (kg*m²)

I_y = 775500352.907 (kg*m²)

I_z = 690472056.457 (kg*m²)

Masse = 5179854.332 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	11080
Nombre de barres:	1305
Eléments finis linéiques:	3123
Eléments finis surfaciques:	10221
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	65814
Cas:	15
Combinaisons:	10

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Modale

Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse : Modal

Type de matrices de masses : Cohérente

VII. Vérification selon le RPA

VII.1. Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , pour une valeur de la période fondamentale.

VII.2. Vérification de la période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T_N = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA2003 $C_T = 0.05$.

Remarque :

Les valeurs de T , calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques.

$$T = 0.05 \times (37.74)^{3/4} = \mathbf{0.761 \text{ sec}}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.761 = \mathbf{0.989} > T_{\text{robot}} = \mathbf{0.58 \text{ sec}}$condition vérifiée.

VII.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R}$$

- $R = 5$ (structure mixte avec interaction).
- W (poids total de la structure).

Chapitre VII : Vérifications selon le RPA

- D (facteur d'amplification dynamique).

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient **A** est donné par le tableau **4.1 RPA99** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0.15 (groupe d'usage2, zone II_a).

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Le coefficient **R** est donné par le tableau **4.3 RPA99**, en système de contreventement mixte (portiques/ voiles avec interaction), dans notre cas : **R =5**

➤ **Facteur d'amplification moyen (D) :**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 RPA99**

Site3 \longrightarrow **T₂ = 0.5 s**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissements critique. ($\zeta = 8.5\%$)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.82 > 0.7 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VII : Vérifications selon le RPA

➤ Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Après les vérifications : $Q = 1.05$

W : poids total de la structure.

$$W = 739.1026 \text{ KN}$$

Sens x-x :

$$T_x = \min \left(C_T \times h_n^{3/4} ; 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donnée par le **tableau 4.6 du RPA99**

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 37.74 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 26.35 \text{ m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min \left[(0.05 \times (37.74)^{3/4}) ; (0.09 \frac{37.74}{\sqrt{26.35}}) \right] \\ T_x = \min (0.761s ; 0.662s) \longrightarrow T_x = 0.662s \end{array} \right.$$

Chapitre VII : Vérifications selon le RPA

$$T_2 < T_x < 3s \longrightarrow \begin{cases} \mathbf{D} = 2.5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} \\ \mathbf{D} = 1.7 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 * 1.7 * 1.05}{5} * 739.1026 = 39.58 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 0.8 \times 39.58 = \mathbf{31.664 \text{ KN}}$$

Sens y-y :

$$D_y = 15.45 \text{ m}$$

$$T_y = \min(0.761 ; 0.856s) \longrightarrow T_y = 0.761s$$

$$D = 1.55$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W = 36.09 \text{ kN}$$

$$0.8V_y = 0.8 \times 36.09 = 28.87 \text{ kN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x \text{ dyn}} = \mathbf{604.892 \text{ KN}} > 80\% V_x = 31.664 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ V_{y \text{ dyn}} = \mathbf{357.575 \text{ KN}} > 80\% V_y = 28.87 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion:

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

VII.4. Les excentricités (Art 4.2.7 RPA 99 version 2003) :

On supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

Chapitre VII : Vérifications selon le RPA

Les excentricités théoriques données par ROBOT

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	SSol	438 2450 2473		26,30	15,45	1,32	0,77
2	RDC	39 2451 2472		26,30	17,45	1,32	0,87
3	Etage 1	40 2452 2471		26,30	17,45	1,32	0,87
4	Etage 2	41 2453 2470		26,30	17,45	1,32	0,87
5	Etage 3	42 2454 2469		26,30	17,45	1,32	0,87
6	Etage 4	29 2443 2468		26,30	17,45	1,32	0,87
7	Etage 5	44 2456 2467		26,30	17,45	1,32	0,87
8	Etage 6	45 2457 2466		26,30	17,45	1,32	0,87
9	Etage 7	46 2458 2465		26,30	17,45	1,32	0,87
10	Etage 8	47 2459 2464		26,30	17,45	1,32	0,87
11	Etage 9	60 2463 2474		26,30	17,45	1,32	0,87
12	Etage 10	49 2461 2462		26,30	17,45	1,32	0,87
13	Etage 11	85A1887 1889		3,30	3,30	0,17	0,17

Les excentricités accidentelles

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	SSol	241080,19	4 7,52 -1,38	5 9,56 -1,38	6823042,02	7391973,28	3335363,98	0,01	2,04
1/ 2	RDC	211820,09	15 7,29 2,18	15 9,60 2,18	6315774,28	4587489,27	0472918,79	0,00	2,31
1/ 3	Etage 1	211054,68	15 7,29 5,24	15 9,60 5,24	6311897,34	4587602,85	0470768,72	0,00	2,31
1/ 4	Etage 2	211037,45	15 7,29 8,30	15 9,60 8,30	6312654,56	4585568,67	0468947,12	0,00	2,31
1/ 5	Etage 3	197659,87	6 7,28 11,40	2 9,74 11,40	5906208,66	3505606,12	9018033,31	0,15	2,46
1/ 6	Etage 4	197449,38	5 7,27 14,46	1 9,74 14,46	5899282,21	3492354,35	8995312,90	0,05	2,47
1/ 7	Etage 5	197525,92	5 7,27 17,52	1 9,74 17,52	5903261,66	3495543,59	8996607,86	0,05	2,47
1/ 8	Etage 6	197525,92	5 7,27 20,58	1 9,74 20,58	5900343,86	3493252,76	8998538,21	0,05	2,47
1/ 9	Etage 7	185642,82	4 7,26 23,69	4 9,86 23,69	5534921,23	2537654,88	7708575,74	0,10	2,60
1/ 10	Etage 8	185642,82	4 7,26 26,75	4 9,86 26,75	5534481,59	2537635,04	7708496,55	0,10	2,60
1/ 11	Etage 9	185642,82	4 7,26 29,81	4 9,87 29,81	5538036,14	2537536,31	7711497,88	0,10	2,60
1/ 12	Etage 10	178778,10	4 7,47 32,90	10,33 32,90	5313313,12	2523512,13	7482799,81	0,05	2,86
1/ 13	Etage 11	16656,58	5 9,66 35,36	10,74 35,36	40523,27	38764,22	47662,00	0,00	1,08

On doit vérifiée que :

$$e = \max (0.05L_{\max} ; e_0) > e_1$$

$$e_x = \max (0.05 (26.35) ; 0.15) = 1.317 > 1.32 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = \max (0.05 (15.45) ; 2.86) = 2.86 > 0.87 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.5. Vérification des déplacements :

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3 RPA) :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme

$$\text{suit : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

Chapitre VII : Vérifications selon le RPA

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations (Art 5.10 RPA) :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$\Delta_k < 1\% h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x :

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_e (cm)	vérification
Sous-sol	0.4	5	2	0.4	4.08	Ok
RDC	0.9	5	4.5	2.5	3.06	Ok
1	1.3	5	6.5	2.0	3.06	Ok
2	1.7	5	8.5	2.0	3.06	Ok
3	2.1	5	10.5	2.0	3.06	Ok
4	2.5	5	12.5	2.0	3.06	Ok
5	2.9	5	14.5	2.0	3.06	Ok
6	3.2	5	16.0	1.5	3.06	Ok
7	3.5	5	17.5	1.5	3.06	Ok
8	3.8	5	19.0	1.5	3.06	Ok
9	3.9	5	19.5	0.5	3.06	Ok
10	4.1	5	20.5	1	3.06	Ok
Salle machine	4.3	5	21.5	1	3.00	Ok

Tableau VII .1. Vérification des déplacements des étages dans le sens x-x

Chapitre VII : Vérifications selon le RPA

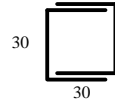
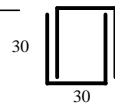
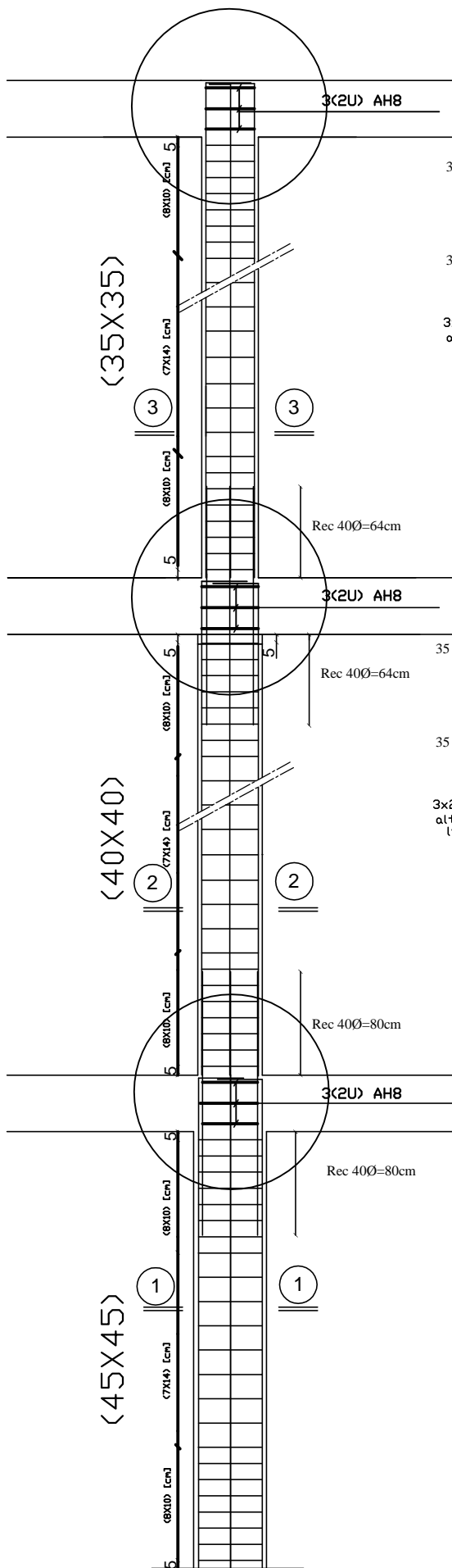
Sens y-y :

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1% h_e (cm)	vérification
Sous-sol	0.1	5	0.5	0.5	4.08	Ok
RDC	0.3	5	1.5	1.0	3.06	Ok
1	0.4	5	2.0	0.5	3.06	Ok
2	0.6	5	3.0	1.0	3.06	Ok
3	0.8	5	4.0	1.0	3.06	Ok
4	1.0	5	5.0	1.0	3.06	Ok
5	1.1	5	5.5	0.5	3.06	Ok
6	1.4	5	7.0	1.5	3.06	Ok
7	1.5	5	7.5	0.5	3.06	Ok
8	1.7	5	8.5	1.0	3.06	Ok
9	1.9	5	9.5	1.0	3.06	Ok
10	2.1	5	10.5	1.0	3.06	Ok
Salle machine	2.6	5	13.0	2.5	3.06	Ok

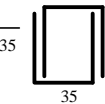
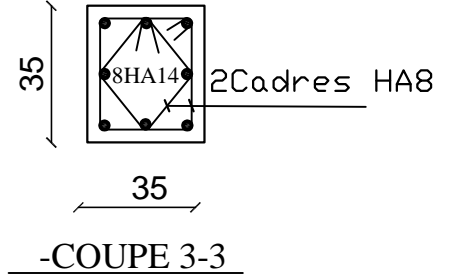
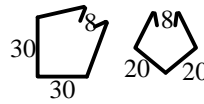
Tableau VII .2. Vérification des déplacements des étages dans le sens x-x

Conclusion :

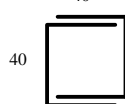
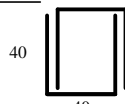
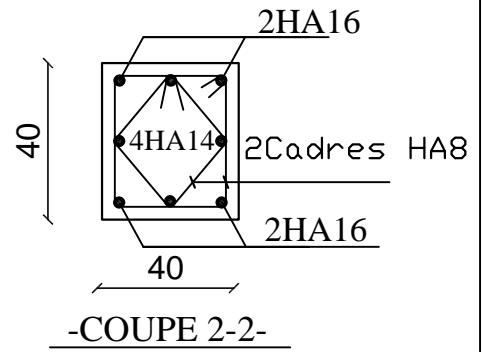
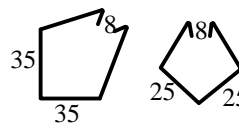
Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.



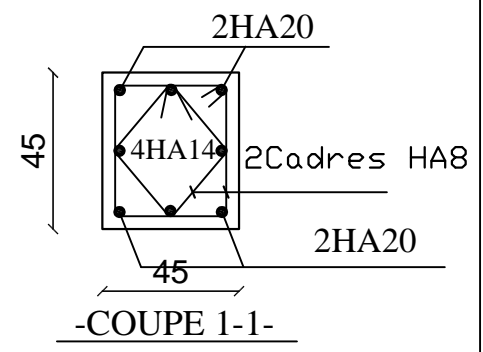
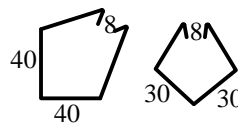
3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)



3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)



3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: <u>AZRINE Lynda</u>	TITRE FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRIGE PAR: <u>Mme: AKMOUSSI</u>	
PROMOTION 2014-2015	ECHELLE : 1/50

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

VIII.2. Ferrailage des poteaux :

VIII.2.1. Introduction :

Le calcul se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant.

VIII.2.2. Recommandation du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

D'après RPA :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0.8\%(b \cdot h)$, en zone II_a :

$$\text{Poteau } (45 \cdot 45) : A_{min} = 0.008 \cdot 45 \cdot 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \cdot 40) : A_{min} = 0.008 \cdot 40 \cdot 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \cdot 35) : A_{min} = 0.008 \cdot 35 \cdot 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\%(b \cdot h)$:

$$\text{Poteau } (45 \cdot 45) : A_{max} = 0.06 \cdot 45 \cdot 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \cdot 40) : A_{max} = 0.06 \cdot 40 \cdot 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \cdot 35) : A_{max} = 0.06 \cdot 35 \cdot 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\%(b \cdot h)$:

$$\text{Poteau } (45 \cdot 45) : A_{max} = 0.04 \cdot 45 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \cdot 40) : A_{max} = 0.04 \cdot 40 \cdot 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \cdot 35) : A_{max} = 0.04 \cdot 35 \cdot 35 = 49 \text{ cm}^2$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- Le diamètre minimal est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40 \phi_L$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_l * f_e}$$

Avec :

S_t : Espacement des armatures transversales.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

- Calcul de l'élanement λ_g : **BAEL 91/Art B8.4.1**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0.707 l_0$

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

- L'espacement des armatures est donné par :

$S_t \leq \text{Min} (15 \text{ cm}, 10\phi_l)$ en zone nodale.

$S_t \leq 15\phi_l$ en zone courante.

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{min} = 0.3\% * b * S_t$.

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{min} = 0.3\% * b * S_t$.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

VIII.2.3. Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

(\forall L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') . b . h^2 . f_{bc}$$

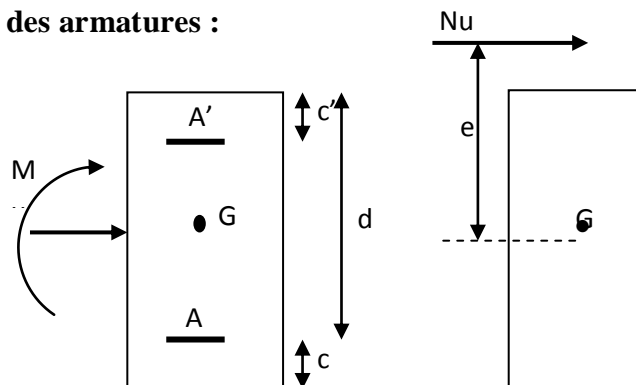
Avec :

$$M_f = M + N \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N * g$$

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de compression.}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction.}$$

- Détermination des armatures :



Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Armatures réelles :

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Armatures en flexion composée :

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

- Détermination des armatures :

1^{er} cas :

$$N_u(d-c')-M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées

A : Armatures tendues.

2^{eme} cas :

$$N_u(d-c') - M_f < (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h}\right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Avec:

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Les calculs des différentes sections d'armature dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	N (kN)		M (kN.m)		Section (cm ²)	Observ.	Observ.	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
	N _{max}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}								
I	N _{max}	1164.654	M _{cor}	7.44	45 X 45	SEC	SSA	0	0	16,2	18.72	4HA14 + 4HA20
	N _{min}	168.686	M _{cor}	2.35		SEC	SSA	0	0		18.72	
	N _{cor}	804.748	M _{max}	47.75		SEC	SSA	0	0		18.72	
II	N _{max}	738.171	M _{cor}	10.48	40 X 40	SEC	SSA	0	0	12,8	14.20	4HA14 + 4HA16
	N _{min}	101.883	M _{cor}	1.10		SEC	SSA	0	0		14.20	
	N _{cor}	625.344	M _{max}	27.72		SEC	SSA	0	0		14.20	
III	N _{max}	327.505	M _{cor}	9.51	35 X 35	SEC	SSA	0	0	9,8	12,32	8HA14
	N _{min}	19.458	M _{cor}	8.96		SPC	SSA	0	0.43		12,32	
	N _{cor}	111.361	M _{max}	27.30		SPC	SSA	0	0.69		12,32	

VIII.3.3. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Contrainte dans le béton :

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

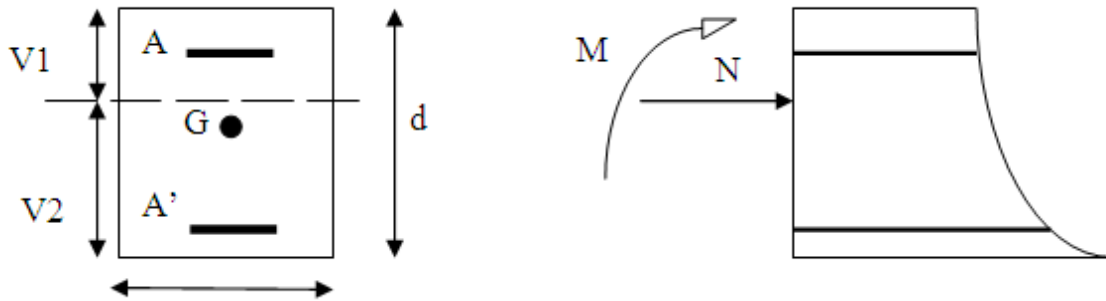
Il y a deux vérifications à faire : en flexion composée et à l'ELS.

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ La section est entièrement comprimée (SEC).

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Vérification des contraintes :

- La section homogène :



$$B_0 = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2 \right]$$

- Il faut vérifier que :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} (V_1 - c) \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} (V_2 - c) \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

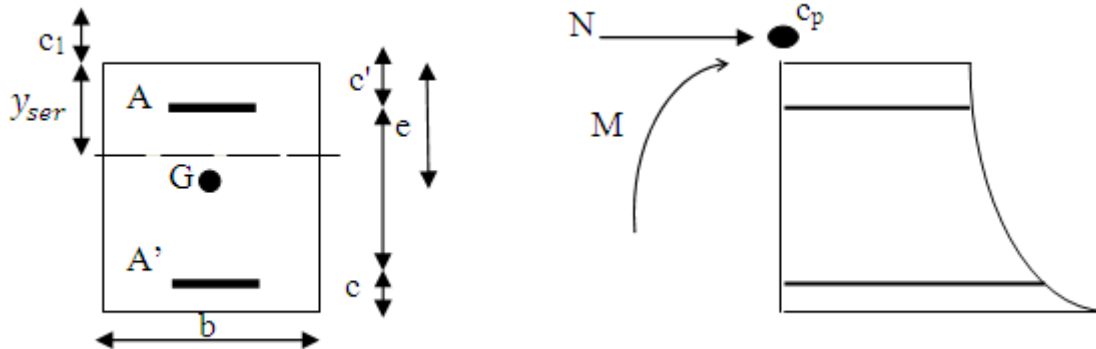
M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



$$\sigma_b = K \cdot y_{ser}$$

y_{ser} : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1$$

$c_1 = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_c : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

y_c est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90 \frac{A}{b} (d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90 \frac{A}{b} (d - c')^2$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

On calcule :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si: } \Delta \geq 0 \rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_c = u - \frac{p}{3u}$$

$$\text{Si: } \Delta < 0 \rightarrow \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{c2} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{c3} = a, \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Les résultats de ces calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Zone	N _s (kN)		M _s (kN.m)		Section (cm ²)	e _s (cm)	h/6 (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
	N _{max}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}								
I	N _{max}	847.633	M _{cor}	5.37	45 X 45	0.633	7.5	4.03	60	15	348	Vérifiée
	N _{min}	465.628	M _{cor}	10.18		2.19	7.5	2,58	38	15	348	Vérifiée
	N _{cor}	781.210	M _{max}	34.02		4.35	7.5	5.2	75.6	15	348	Vérifiée
II	N _{max}	537.368	M _{cor}	7.62	40 X 40	1.42	6.67	3.61	53.3	15	348	Vérifiée
	N _{min}	222.147	M _{cor}	9.66		4.35	6.67	1,98	28.6	15	348	Vérifiée
	N _{cor}	455.248	M _{max}	20.09		4.41	6.67	4.08	58.9	15	348	Vérifiée
III	N _{max}	238.549	M _{cor}	6.91	35 X 35	2.9	5.83	2.51	36.4	15	348	Vérifiée
	N _{min}	30.968	M _{cor}	12.31		39.75	5.83	2.19	27.3	15	348	Vérifiée
	N _{cor}	87.025	M _{max}	19.56		22.48	5.83	3.56	46.4	15	348	Vérifiée

VIII.3.4. vérification du RPA 99 révisé 2003 :

a) Les armatures longitudinales :

En zone de recouvrement :

- Poteaux (45*45) : $A_{max} = 121.5 \text{ cm}^2 > 18.72 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40*40) : $A_{max} = 96 \text{ cm}^2 > 14.20 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35*35) : $A_{max} = 73.5 \text{ cm}^2 > 12.32 \text{ cm}^2$

En zone courante :

- Poteaux (45*45) : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2 > 18.72 \text{ cm}^2$
- Poteaux (40*40) : $A_{max} = 64 \text{ cm}^2 > 14.20 \text{ cm}^2$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- Poteaux (35*35) : $A_{max} = 49 \text{ cm}^2 > 12.32 \text{ cm}^2$

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

Les armatures transversales doivent reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux et empêcher le déplacement transversal du béton.

D'après le BAEL 91, Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit :

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

On adopte deux cadres : $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8 \text{ cm}$.

- **Longueurs de recouvrement : (FeE400 ; $\psi_s \geq 1.5$)**

$$L_R = 40\phi_l = 40 \cdot 2 = 80 \text{ cm}$$

$$L_R = 40\phi_l = 40 \cdot 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_R = 40\phi_l = 40 \cdot 1.4 = 56 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) = (10 \cdot 1.4 ; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{min} = 21 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 14 \text{ cm}$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Poteaux (45*45) :

$$\text{Sous sol : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} * l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} * 0.707 * 408 = 22.20$$

$$\text{RDC, 1}^{\text{er}} \text{ et 2}^{\text{eme}} \text{ étage : } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} * l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} * 0.707 * 306 = 16.65$$

Poteaux (40*40) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} * l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} * 0.707 * 306 = 18.73$$

Poteaux (35*35) :

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} * l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} * 0.707 * 306 = 21.41$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\text{min}} = 0.3\% S_t * b$$

En zone nodale : ($S_t = 10 \text{ cm}$)

$$\text{Poteau (45*45) : } A_t^{\text{min}} = 0.003 * 10 * 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40*40) : } A_t^{\text{min}} = 0.003 * 10 * 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35*35) : } A_t^{\text{min}} = 0.003 * 10 * 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

En zone courante : ($S_t = 14 \text{ cm}$)

$$\text{Poteau (45*45) : } A_t^{\text{min}} = 0.003 * 14 * 45 = 1.98 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40*40) : } A_t^{\text{min}} = 0.003 * 14 * 40 = 1.68 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35*35) : } A_t^{\text{min}} = 0.003 * 14 * 35 = 1.47 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- **Vérification au cisaillement des armatures transversales : (art 7.4-22/RPA99)**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \Leftrightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$\rho_a = 2,5$ car l'élançement géométrique dans la direction considérée est : $\lambda_g \geq 5$

Poteaux (45*45) :

- Sous sol :

$$T_{max} = 19.627 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{2.5 \cdot 19.627 \cdot 0.14}{4.08 \cdot 400 \cdot 1000} = 0.042 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.042 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

- RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage :

$$T_{max} = 48.562 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{2.5 \cdot 48.562 \cdot 0.14}{3.06 \cdot 400 \cdot 1000} = 0.138 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$
 la condition est vérifiée.

Poteaux (40*40) :

$$T_{max} = 33.768 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{2.5 \cdot 33.768 \cdot 0.14}{3.06 \cdot 400 \cdot 1000} = 0.096 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$
 la condition est vérifiée.

Poteaux (35*35) :

$$T_{max} = 26.204 \text{ kN}$$

$$A_t = \frac{2.5 \cdot 26.204 \cdot 0.14}{3.06 \cdot 400 \cdot 1000} = 0.075 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$
 la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant : (Article 7.4.3-2 du RPA 99)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \text{ Avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Poteaux (45*45) :

- Sous sol :

$$T_{max} = 19,627 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{19,62 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,10 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

- RDC, 1 et 2^{ème} étage :

$$T_{max} = 48,562 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{48,562 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,25 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

Poteaux (40*40) :

$$T_{max} = 33,768 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{33,768 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,22 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

Poteaux (35*35) :

$$T_{max} = 26,204 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{26,204 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,23 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée.

VIII. Ferrailage des éléments

Introduction :

Après l'analyse de la structure par le logiciel et les vérifications selon RPA99 ver 2003, nous allons déterminer la section d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VIII.1. ferrailage des poutres :

VIII.1.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées à l'ELU et vérifiées à l'ELS, sous les combinaisons de charge les plus défavorables. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \dots\dots\dots \text{à l'ELU.} \\ G+Q \dots\dots\dots \text{à l'ELS.} \\ G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{RPA.} \\ 0.8G \pm E \dots\dots\dots \text{RPA.} \end{array} \right.$$

VIII.1.2. Recommandations du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/Art 7.5.2 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

Poutres principales (35*35) : $A_{\min} = 0.5\% * 35 * 35 = 6.125 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30*35) : $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Poutre principale : $A_{\max} = 4\% * 35 * 35 = 49 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\% * 35 * 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire : $A_{\max} = 4\% * 30 * 35 = 42 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\% * 30 * 35 = 63 \text{ cm}^2.$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone II.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

- La qualité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003S_t * b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme

suit : $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_{\min} \right)$ en zone nodale.

$$S_t < \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : \emptyset_{\min} : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

VIII.1.3. Ferrailage :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferrailage.

Avec : M_{ELU} : moment à L'ELU.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

$$\mu = \frac{M_u}{b*d^2*f_{bu}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta*d*\sigma_{st}}$$

a) Ferrailage des poutres principales :

Etage	M _{max} (kN.m)	combinaisons	A _{sup}	A _{inf} (cm ²)	ferrailage	A _s adopté
10	38.85	ELU	0	3.52	3HA14	4.62
09	33.11	ELU	0	2.98	3HA14	4.62
08	34.84	ELU	0	3.14	3HA14	4.62
07	33.35	ELU	0	3.00	3HA14	4.62
06	34.06	ELU	0	3.07	3HA14	4.62
05	32.91	ELU	0	2.96	3HA14	4.62
04	33.56	ELU	0	3.02	3HA14	4.62
03	32.95	ELU	0	2.97	3HA14	4.62
02	33.09	ELU	0	2.98	3HA14	4.62
01	32.63	ELU	0	2.94	3HA14	4.62
RDC	32.26	ELU	0	2.90	3HA14	4.62
S-sol	39.24	ELU	0	3.56	3HA14	4.62

Tableau VIII.1. Ferrailage des poutres principales en travée.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Etage	M_{max} (kN.m)	combinaisons	A_{sup}	A_{inf} (cm ²)	ferrailage	A_s adopté
10	65.09	ELU	0	6.07	3HA14+3HA10	6.97
09	62.74	ELU	0	5.84	3HA14+3HA10	6.97
08	63.16	ELU	0	5.88	3HA14+3HA10	6.97
07	62.8	ELU	0	5.84	3HA14+3HA10	6.97
06	63.64	ELU	0	5.93	3HA14+3HA10	6.97
05	62.34	ELU	0	5.80	3HA14+3HA10	6.97
04	63.64	ELU	0	5.93	3HA14+3HA10	6.97
03	62.39	ELU	0	5.80	3HA14+3HA10	6.97
02	63.99	ELU	0	5.96	3HA14+3HA10	6.97
01	62.29	ELU	0	5.79	3HA14+3HA10	6.97
RDC	64.92	ELU	0	6.06	3HA14+3HA10	6.97
S-sol	73.61	ELU	0	6.94	3HA14+3HA10	6.97

Tableau VIII.2. Ferrailage des poutres principales aux appuis.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

b) Ferrailage des poutres secondaires :

Etage	M_{\max} (kN.m)	combinaisons	A_{sup}	A_{inf} (cm ²)	ferrailage	A_s adopté
10	10.76	ACC	0	0.82	3HA12	3.39
09	13.94	ACC	0	1.07	3HA12	3.39
08	14.75	ACC	0	1.13	3HA12	3.39
07	20.68	ACC	0	1.59	3HA12	3.39
06	14.54	ACC	0	1.11	3HA12	3.39
05	31.75	ACC	0	2.46	3HA12	3.39
04	22.56	ACC	0	1.74	3HA12	3.39
03	33.66	ACC	0	2.62	3HA12	3.39
02	20.66	ACC	0	1.59	3HA14	4.62
01	50.74	ACC	0	4.00	3HA14	4.62
RDC	24.39	ACC	0	1.92	3HA14	4.62
S-sol	46.42	ACC	0	3.64	3HA14	4.62

Tableau VIII.3. Ferrailage des poutres secondaire en travée.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Etage	M_{\max} (kN.m)	combinaisons	A_{sup}	A_{inf} (cm ²)	ferrailage	A_s adopté
10	16.58	ACC	0	1.27	3HA12	3.39
09	16.52	ACC	0	1.27	3HA12	3.39
08	23.31	ACC	0	1.80	3HA12	3.39
07	20.23	ACC	0	1.56	3HA12	3.39
06	28.91	ACC	0	2.24	3HA12	3.39
05	33.76	ACC	0	2.62	3HA12	3.39
04	34.09	ACC	0	2.65	3HA12	3.39
03	40.25	ACC	0	3.14	3HA12	3.39
02	36.04	ACC	0	2.81	3HA14	4.62
01	56.96	ACC	0	4.51	3HA14	4.62
RDC	38.36	ACC	0	2.99	3HA14	4.62
S-sol	52.52	ACC	0	4.14	3HA14	4.62

Tableau VIII.4. Ferrailage des poutres secondaire aux appuis.

VIII.1.4. vérification du RPA99 ver 2003 :

a) Les armatures longitudinales : (RPA99 ver2003/Art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{\min} = 0.5\%$ (b*h) en toute section.

- Poutre principale (35*35) : $A_{\min} = 6.125 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (30*35) : $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

b) Armatures transversales (RPA99 ver2003/Art 7.5.2.2) :

La qualité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 * S_t * b$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de : $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right)$ en zone nodale.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : ϕ_{min} : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Poutres principales (35*35) :

$$S_t^{max} = \min(8.75, 12*1.4) ; \text{ soit : } S_t = 8 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm ; soit : } S_t = 15 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003S_t * b = 0.84 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003S_t * b = 1.575 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- Poutres secondaire (30*35) :

$$S_t^{max} = \min(8.75, 12*1.2) ; \text{ soit : } S_t = 8 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm ; soit : } S_t = 15 \text{ cm en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003S_t * b = 0.72 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2 ; \text{ soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

VIII.1.5. Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art 4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales : (35*35)

$$b = 35 \text{ cm ; } h = 35 \text{ cm ; } d = 33 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 * 35 * 33 * \frac{2.1}{400} = 1.39 < A_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- Poutres secondaires : (30*35)

$$A_{\min} = 0.23 * 30 * 33 * \frac{2.1}{400} = 1.19 < A_s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b) 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 tangentielle « τ_u » prise égale

$$\text{à : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \text{ avec :}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales : (35*35)

$$\tau_u = \frac{277.644}{350 * 330} * 10^3 = 2.34 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires : (30*35)

$$\tau_u = \frac{187.100}{300 * 330} * 10^3 = 1.89 \text{ MPa}$$

c) Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BAEL91/Art 5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifiée : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

- Poutres principales : $2.34 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- Poutres secondaires : $1.89 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appuis : (BAEL91/Art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 * \frac{0.9 * b * d * f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales : $\bar{T}_u = 693 \text{ kN}$

$277.644 \text{ kN} < 693 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- Poutres secondaires : $\bar{T}_u = 594 \text{ kN}$

187.100 kN < 495 kN.....condition vérifiée.

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres aux appuis : (BAEL99/Art 6.1.2.1)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 * d * \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s * f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

- Poutre principale : (3HA14+3HA10)

$$\tau_{se} = \frac{277.644}{0.9 * 330 * \sum U_i} \text{ avec : } \sum U_i = (3 * 1.4 * 3.14 + 3 * 1 * 3.14) = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 4.13 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}.....condition non vérifiée.$$

- Poutres secondaires : (3HA14 ; 3HA12)

$$\tau_{se} = \frac{187.100}{0.9 * d * \sum U_i} \text{ avec : } \sum U_i = 3 * 1.4 * 3.14 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 4.78 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}.....condition non vérifiée.$$

f) Longueur de scellement des barres :

On définit la longueur de scellement droit L_s des barres comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon encrage droit

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

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 * f_{tj} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi 14 : L_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 12 : L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Les règles de BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour $\emptyset 14$: $L_c = 0.4 * 49.38 = 19.75$ cm

Pour $\emptyset 12$: $L_c = 0.4 * 42.32 = 16.93$ cm

g) Calcul des armatures transversales :

- Poutres principales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (10\text{mm}, 14\text{mm}, 25\text{mm}) = 10\text{mm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8\text{mm}$

On optera pour un cadre et un étrier ; soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaire :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (10\text{mm}, 14\text{mm}, 25\text{mm}) = 10\text{mm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8\text{mm}$

On optera pour un cadre et un étrier ; soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

h) Espacement des armatures transversales :

$$S_t^{max} \leq \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm})$$

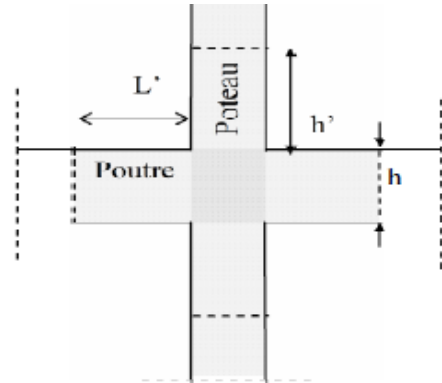
- Poutres principales : $S_t \leq \text{min} (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \text{min} (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm}$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

i) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale « L' » est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- **poutre principale** : $L' = 2 \cdot 35 = 70$ cm
- **Poutre secondaire** : $L' = 2 \cdot 35 = 70$ cm



Délimitation de la zone nodale

j) Disposition constructives pour les armatures longitudinales :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $A \frac{1}{5}$ 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.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongé jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VIII.1.6. Vérification à l'ELS :

a) Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

b) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348$ MPa.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 * d * A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_s}{b * d} \dots\dots\dots K_1 ; \beta_1 \text{ (tableau).}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : Armature adoptée à l'ELU.

$K_1 ; \beta_1$: sont tirés des tableaux en fonction de " ρ_1 ".

- **Vérification des contraintes en travée et aux appuis à l'ELS (PP) :**

vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principales (35x35)									
Niveaux	M_{Smax} (kN, m)	A_u (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (N/mm ²)	σ_{bc} (N/mm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (N/mm ²)	Obs
10	28.36	4.62	0.4	0.9028	36.44	206.04	5.65	15	vérifiée
09	23.98	4.62	0.4	0.9028	36.44	174.22	4.78		vérifiée
8	25.24	4.62	0.4	0.9028	36.44	183.37	5.03		vérifiée
7	24.15	4.62	0.4	0.9028	36.44	175.46	4.81		vérifiée
6	24.69	4.62	0.4	0.9028	36.44	179.38	4.92		vérifiée
5	23.83	4.62	0.4	0.9028	36.44	173.13	4.75		vérifiée
4	24.31	4.62	0.4	0.9028	36.44	176.61	4.85		vérifiée
3	23.86	4.62	0.4	0.9028	36.44	173.35	4.76		vérifiée
2	23.97	4.62	0.4	0.9028	36.44	174.15	4.78		vérifiée
1	23.63	4.62	0.4	0.9028	36.44	171.68	4.71		vérifiée
RDC	23.38	4.62	0.4	0.9028	36.44	169.86	4.66		vérifiée
S SOL	28.12	4.62	0.4	0.9028	36.44	204.30	5.61		vérifiée

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales (35x35)									
Niveaux	M_{Smax} (kN, m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (N/mm ²)	σ_{bc} (N/mm ²)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (N/mm ²)	Obs
10	47.52	6.97	0.603	0.8852	28.556	233.39	8.17	15	vérifiée
09	45.44	6.97	0.603	0.8852	28.556	223.17	7.81		vérifiée
8	45.59	6.97	0.603	0.8852	28.556	223.91	7.84		vérifiée
7	45.49	6.97	0.603	0.8852	28.556	223.42	7.82		vérifiée
6	45.97	6.97	0.603	0.8852	28.556	233.70	8.18		vérifiée
5	45.14	6.97	0.603	0.8852	28.556	221.75	7.76		vérifiée
4	45.99	6.97	0.603	0.8852	28.556	225.88	7.91		vérifiée
3	45.19	6.97	0.603	0.8852	28.556	221.95	7.77		vérifiée
2	46.25	6.97	0.603	0.8852	28.556	227.15	7.95		vérifiée
1	45.12	6.97	0.603	0.8852	28.556	221.60	7.76		vérifiée
RDC	46.93	6.97	0.603	0.8852	28.556	230.49	8.07		vérifiée
S SOL	52.77	6.97	0.603	0.8852	28.556	259.18	9.08		vérifiée

- Vérification des contraintes en travée et aux appuis à l'ELS (PS) :

vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires (30x35)									
Niveaux	M_{Smax} (kN, m)	A_U (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (N/mm ²)	σ_{bc} (N/mm ²)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (N/mm ²)	Obs
10	7.85	3.39	0.342	0.909	39.95	77.20	1.93	15	vérifiée
09	3.62	3.39	0.342	0.909	39.95	35.60	0.89		vérifiée
8	10.53	3.39	0.342	0.909	39.95	103.55	2.59		vérifiée
7	4.06	3.39	0.342	0.909	39.95	39.92	0.99		vérifiée
6	9.95	3.39	0.342	0.909	39.95	97.85	2.45		vérifiée
5	3.09	3.39	0.342	0.909	39.95	30.39	0.76		vérifiée
4	9.50	3.39	0.342	0.909	39.95	93.42	2.34		vérifiée
3	2.99	3.39	0.342	0.909	39.95	29.40	0.74		vérifiée
2	9.12	4.62	0.467	0.8964	33.289	66.73	2.00		vérifiée
1	2.36	4.62	0.467	0.8964	33.289	17.27	0.52		vérifiée
RDC	8.51	4.62	0.467	0.8964	33.289	62.27	1.87		vérifiée
S SOL	3.97	4.62	0.467	0.8964	33.289	29.05	0.87		vérifiée

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres secondaires (30x35)									
Niveaux	M _{Smax} (kN, m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (N/mm ²)	σ _{bc} (N/mm ²)	σ̄ _{bc} (N/mm ²)	Obs
10	12.15	3.39	0.342	0.909	39.95	119.48	2.99	15	vérifiée
09	4.95	3.39	0.342	0.909	39.95	48.68	1.22		vérifiée
8	15.99	3.39	0.342	0.909	39.95	157.24	3.93		vérifiée
7	5.68	3.39	0.342	0.909	39.95	55.86	1.40		vérifiée
6	16.68	3.39	0.342	0.909	39.95	164.03	4.10		vérifiée
5	6.29	3.39	0.342	0.909	39.95	61.85	1.55		vérifiée
4	16.67	3.39	0.342	0.909	39.95	163.92	4.10		vérifiée
3	6.14	3.39	0.342	0.909	39.95	60.38	1.51		vérifiée
2	17.32	4.62	0.467	0.8964	33.289	126.73	3.81		vérifiée
1	5.92	4.62	0.467	0.8964	33.289	43.31	1.08		vérifiée
RDC	17.04	4.62	0.467	0.8964	33.289	124.68	3.74		vérifiée
S SOL	6.36	4.62	0.467	0.8964	33.289	46.54	1.40		vérifiée

VIII.1.7. Vérification de la flèche :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible. Pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction, on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- Sens x-x :

Dans notre cas la flèche donnée par ROBOT : $f = 0.1 \text{ cm} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$

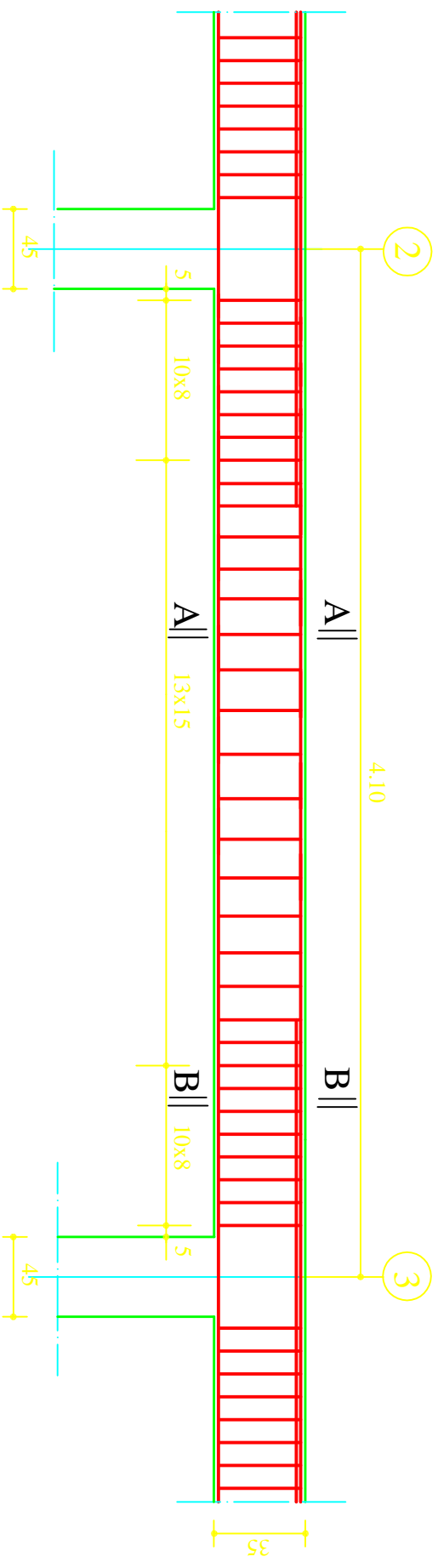
- Sens y-y :

$$f = 0.1 \text{ cm} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

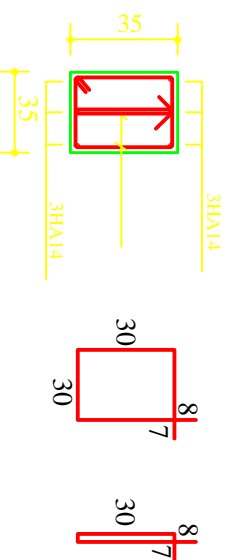
Conclusion :

La flèche dans les deux sens est vérifiée.

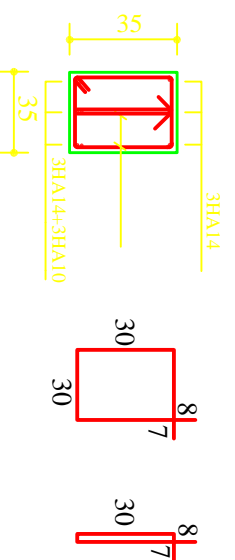
Ferrailage des poutres principales du S-sol au 10eme étage



Coupe A-A



Coupe B-B



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etude par :
 AZRINE lynda

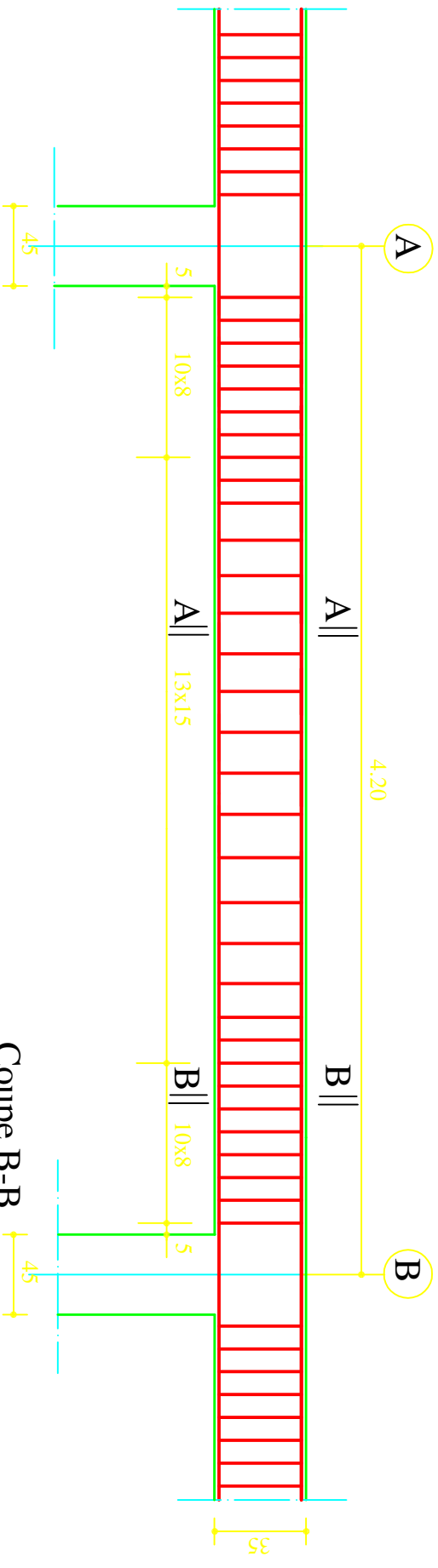
Titre

Dirige par :
 Mme AKMOUSSI

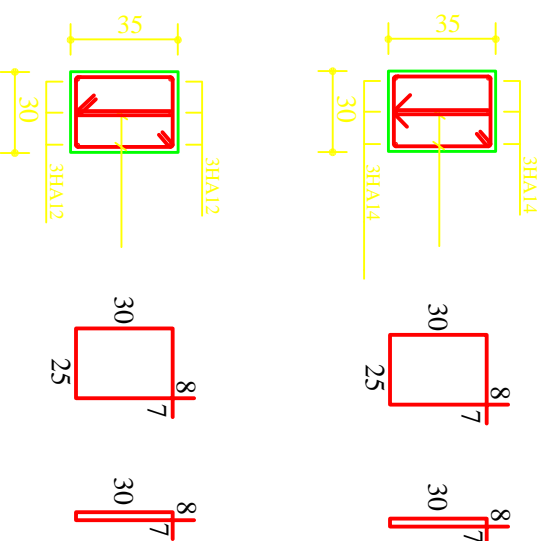
Ferrailage des poutres principales

Promo 2014-2015

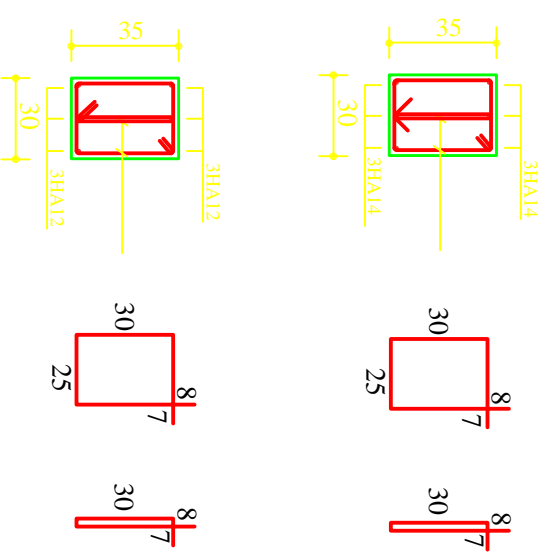
Echelle : 1/50



Coupe A-A



Coupe B-B



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etude par :
 AZRINE LYRDA

Titre

Dirigé par :
 Mme AKMOUSSI

Ferraillage des poutres secondaire

Promo 2014-2015

Echelle : 1/50

VIII.3. Ferrailage des voiles :

VIII.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.

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 \Rightarrow S-Sol, RDC, étages 1 et 2

Zone II \Rightarrow Étages 3, 4, 5 et 6.

Zone III \Rightarrow Étages 7, 8, 9, et 10

La méthode utilisée est la méthode des contraintes.

VIII.3.2. Exposé de la méthode :

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : Longueur tendue

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

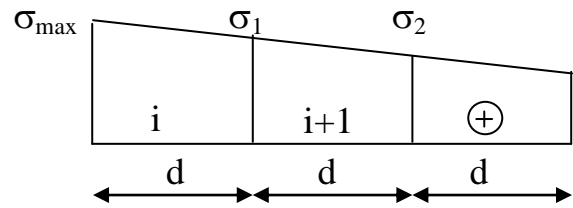
Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

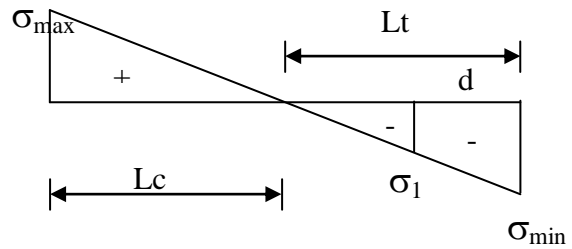
Avec : e (épaisseur du voile).



- **Section partiellement comprimée :**

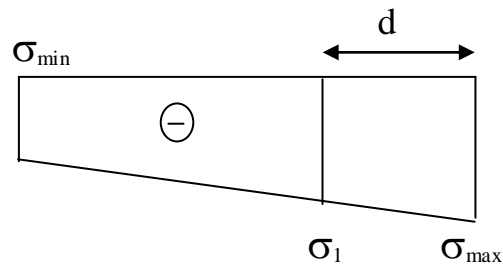
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



VIII.3.3. Détermination des armatures :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa.}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

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 :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

$$\sigma_{s1} : \text{Contrainte de l'acier à } 0,2 \% = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm^2)
- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm^2)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max\left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B\right)$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 1 \% = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \times B\right)$$

a) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ

$$\text{- D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

- 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.

b) 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.

c) 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.

d) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

e) 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.

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

f) 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.

g) 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

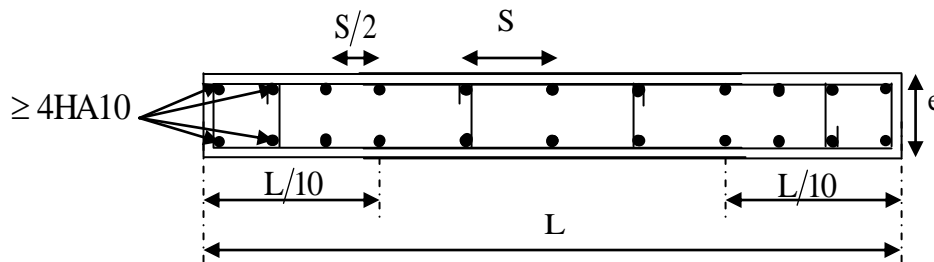


Figure VIII.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII.3.4. Vérification à L'ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$

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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats de ferrailage des voiles dans les deux sens sont résumés dans les tableaux suivants :

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Tableau VIII.3.1. Ferrailage du voile longitudinal (VL1)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,25	0,25	0,25	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3550	3270	1980	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2060	-1450	-990	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	62,096	24,549	24,677	
	L_t(m)	0,46	0,38	0,42	
	L_c(m)	0,79	0,87	0,83	
	d (m)	0,230	0,192	0,208	
	σ_1 [KN/m ²]	1030,000	725,000	495,000	
	N (kN)	N₁	70,92	41,76	30,94
		N₂	23,639	13,920	10,313
	A_v (cm²)	A_{v1}	1,77	1,04	0,77
		A_{v2}	0,59	0,35	0,26
	A_{vj} (cm²)		2,39	0,95	0,95
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	2,37	1,28	1,01
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	0,59	0,58	0,50
	A_{min} (cm²)		2,41	2,02	2,19
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	3,39	3,39	3,39
Bonde 2		3,14	3,14	3,14	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
		Bonde 2	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	S_t (cm)	Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	12	12	12
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		1,38	1,15	1,25
	A_H /nappe (cm²)		0,85	0,85	0,85
	Choix des barres/ml (cm²)		3HA12	3HA12	3HA12
Ah adopté (cm2)		A=3.39	A=3.39	A=3.39	
	St (cm)	33	33	33	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,276	0,109	0,110
		τ_b (MPa)	0,386	0,153	0,154
	ELS	N_s (kN)	1608,155	1090,449	545,261
σ_b (MPa)		6,19	4,20	2,10	

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Tableau VIII.3.2. Ferrailage du voile longitudinal (VL2)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,7	3,7	3,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,74	0,74	0,74	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5880	7240	4430	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2590	-2400	-1620	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	96,898	119,676	136,651	
	L_t(m)	1,13	0,92	0,99	
	L_c(m)	2,57	2,78	2,71	
	d (m)	0,566	0,461	0,495	
	σ_1 [KN/m ²]	1295,000	1200,000	810,000	
	N (kN)	N₁	219,78	165,81	120,38
		N₂	73,258	55,270	40,125
	A_v (cm²)	A_{v1}	5,49	4,15	3,01
		A_{v2}	1,83	1,38	1,00
	A_{vj} (cm²)		3,73	4,61	5,26
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	6,43	5,30	4,32
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	1,83	2,53	2,32
	A_{min} (cm²)		5,94	4,84	5,20
	A_v adopté (cm²)	Bonde 1	6,79	6,79	6,79
		Bonde 2	3,14	3,14	3,14
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
		Bonde 2	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	S_t (cm)	Bonde 1	10	10	10
		Bonde 2	12	12	12
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		3,39	2,76	2,97
	A_H /nappe (cm²)		1,70	1,70	1,70
	Choix des barres/ml (cm²)		3HA12	3HA12	3HA12
A_h adopté (cm²)		A=3.39	A=3.39	A=3.39	
St (cm)		33	33	33	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,145	0,180	0,205
		τ_b (MPa)	0,204	0,252	0,287
	ELS	N_s (kN)	1996,783	1257,947	637,988
		σ_b (MPa)	2,65	1,67	0,85

Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Tableau VIII.3.3. Ferrailage du voile transversal (VT1)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,6	4,6	4,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,92	0,92	0,92	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	890	890	1100	
	σ_{min} [KN/m ²]	-2360	-1340	-900	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	158,114	132,313	67,405	
	L_t(m)	3,34	2,76	2,07	
	L_c(m)	1,26	1,84	2,53	
	d (m)	1,670	1,382	1,035	
	σ_1 [KN/m ²]	1180,000	670,000	450,000	
	N (kN)	N₁	591,23	277,79	139,73
		N₂	197,078	92,598	46,575
	A_v (cm²)	A_{v1}	14,78	6,94	3,49
		A_{v2}	4,93	2,31	1,16
	A_{vj} (cm²)	6,09	5,09	2,60	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	16,30	8,22	4,14
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	4,93	3,59	1,81
	A_{min} (cm²)	17,54	14,51	10,87	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	18,1	13,85	7,07
		Bonde 2	5,65	5,65	5,65
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA10
		Bonde 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	S_t (cm)	Bonde1	18	18	18
		Bonde 2	20	20	20
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande	10,02	8,29	6,21	
	A_H /nappe (cm²)	4,53	3,46	1,77	
	Choix des barres/ml (cm²)	5HA12	5HA12	5HA12	
A_h adopté (cm2)	A=5,65cm²	A=5,65cm²	A=5,65cm²		
St (cm)	20	20	20		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,191	0,160	0,081
		τ_b (MPa)	0,267	0,224	0,114
	ELS	N_s (kN)	3379,327	1469,429	726,212
		σ_b (MPa)	3,54	1,55	0,77

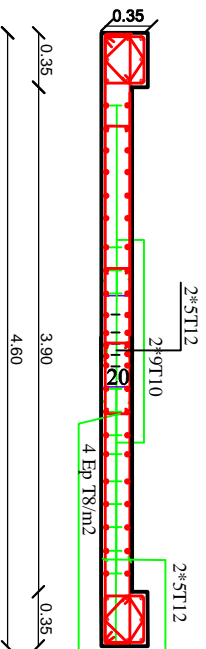
Chapitre VIII : Ferrailage des éléments

Tableau VIII.3.3. Ferrailage du voile transversal (VT2)

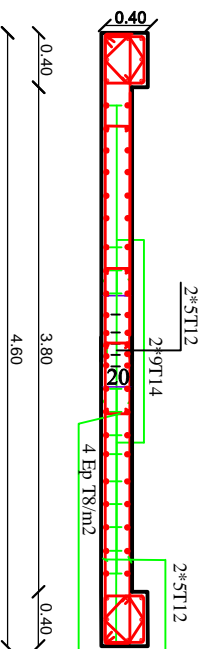
Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,7	1,7	1,7		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,34	0,34	0,34		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	490	490	1280		
	σ_{min} [KN/m ²]	-1810	-1630	-1020		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		210,83	165,952	113,061	
	L _t (m)		1,34	1,31	0,75	
	L _c (m)		0,36	0,39	0,95	
	d (m)		0,669	0,654	0,377	
	σ_1 [KN/m ²]		905,000	815,000	510,000	
	N (kN)	N ₁	181,61	159,79	57,67	
		N ₂	60,537	53,263	19,225	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,54	3,99	1,44	
		A _{v2}	1,51	1,33	0,48	
	A _{vj} (cm ²)		8,12	6,39	4,35	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	6,57	5,59	2,53	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,51	2,93	1,57	
	A _{min} (cm ²)		7,02	6,86	3,96	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	7,7	7,7	3,39	
		Bonde 2	3,14	3,14	3,14	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA14	2*5HA14	2*5HA10
			Bonde 2	2*3HA10	2*3HA10	2*3HA10
		S _t (cm)	Bonde1	13	13	13
			Bonde 2	15	15	15
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,01	3,92	2,26		
A _H /nappe (cm ²)		1,93	1,93	0,85		
Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12	3HA12	3HA12		
Ah adopté (cm ²)		A=3,39cm²	A=3,39cm²	A=3,39cm²		
St (cm)		33	33	33		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,689	0,542	0,369	
		τ_b (MPa)	0,965	0,759	0,517	
	ELS	N _s (kN)	1115,77	744,864	416,512	
σ_b (MPa)		3,13	2,09	1,19		

VT1

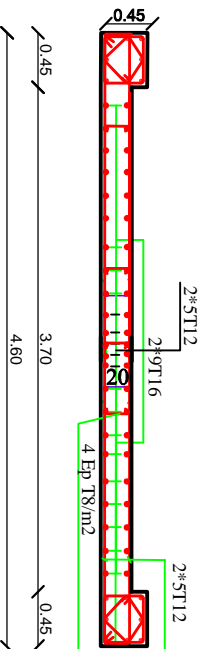
Etage 7-8-9-10



Etage 3-4-5-6

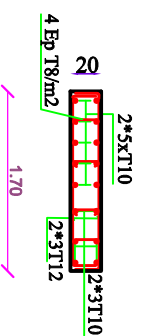


(s/sol rdc 1-2)

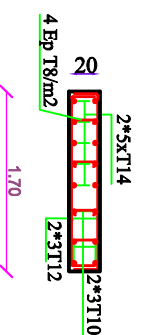


VT2

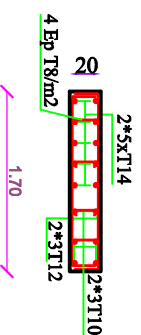
Etage 7-8-9-10



Etage 3-4-5-6

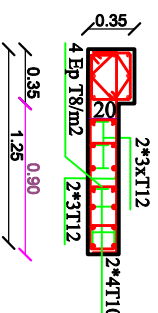


(S/sol-RDC-1-2)

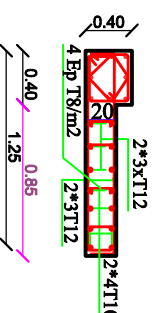


VL1

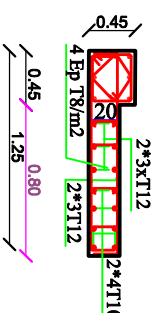
Etage 7-8-9-10



Etage 3-4-5-6

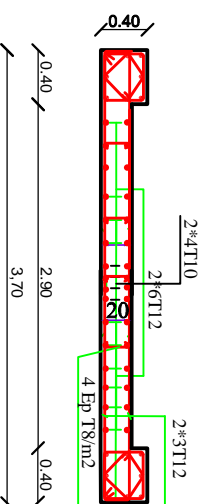


(s/sol rdc 1-2)

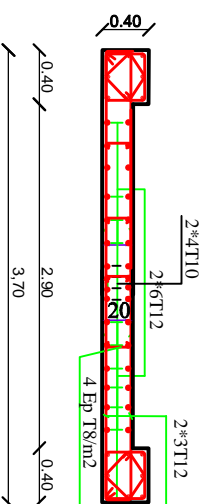


VL2

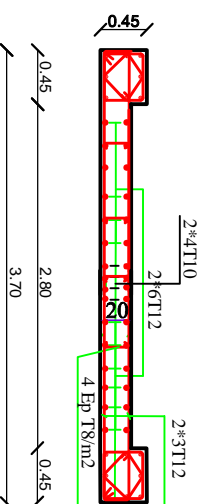
Etage 7-8-9-10



Etage 3-4-5-6



(s/sol -rdc-1-2)



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etudie par :
 AZRINE Lynda

Dirige par :
 Mme AKMOUSSI

ferrailage des voiles

Promo 2014-2015

Echelle : 1/50

IX. Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction :

Les fondations c'est la partie de la structure qui est en contacte directe avec le sol auquel elle transmet les charge de la superstructure.

Un choix judicieux du système de fondation doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

IX.2. Etude de sol :

L'étude géologique du site dont à été réalisé notre ouvrage, à donné une contrainte admissible du sol égale à 2 bars.

IX.3. Choix de type de fondation :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.

IX.4. Dimensionnement :

• Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$N_{ser} = 847.633 \text{ kN}$$

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ (poteau carré).}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$D'o\grave{u} : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 847.633 \text{ kN} \quad , \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{847.633}{200}} \implies B \geq 2.06 \text{ m}, A=B$$

Remarque :

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats de dimensionnement.

- **Semelles filantes :**

Sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{B*L} \implies B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}*L}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens longitudinal (xx)				
Voile	N _s (kN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m ²)
1	1949.94	1.25	8	10
2	1963.18	1.25	7.53	9.4125
3	1616.69	1.25	6.50	8.125
4	1608.15	1.25	6.45	8.0625
5	1996.78	3.7	2.7	9.99
Somme				45.59

Tableau IX.1. Calcul des semelles filantes sous voile dans le sens xx.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Sens transversal (yy)				
Voile	N_s (kN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m ²)
1	2225.14	4.6	2.42	11.132
2	1962.76	4.6	2.14	9.844
3	1956.40	4.6	2.13	9.798
4	2219.02	4.6	2.412	11.0952
5	1040.13	1.6	3.06	4.896
6	1040.34	1.6	3.26	5.216
somme				67.41

Tableau IX.2. Calcul des semelles filantes sous voile dans le sens yy.

Remarque :

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 45.59 + 67.41 = 113 \text{ m}^2$.

Sous les poteaux :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant ou droite ou une surface plane, telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonné de la résultante des force : $e = \frac{\sum N_i * e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} * \left(1 - \frac{6*e}{L}\right); \quad q_{\max} = \frac{N}{L} * \left(1 + \frac{6*e}{L}\right); \quad q(L/4) = \frac{N}{L} * \left(1 + \frac{3*e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$$

Avec : B c'est la largeur de la semelle.

Les résultats d'étude du portique (3 sens xx) sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	N_s(kN)	e_i(m)	$N_s * e_i$	M_i(kN.m)
A	768.817	-13.25	-10186.82	0.37
B	768.820	-10.15	-7803.52	0.01
C	768.823	-6.05	-4651.38	0.18
D	769.512	-1.95	-1500.55	4.79
E	768.825	1.35	1037.91	1.63
F	768.827	5.45	4190.11	0.41
G	768.828	9.55	7342.31	0.06
H	728.826	12.65	9725.65	0.30
somme	6151.278	/	-1846.29	7.75

Tableau IX.3. Calcul des semelles filantes sous poteaux dans le sens xx.

$L = 26.35$ m (la longueur de la file choisit)

La charge totale transmise par les poteaux est : $R = \sum N_i = 6151.278$ kN

Coordonné de la résultante des force : $e = \frac{\sum N_i * e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1846.29 + 7.75}{6151.278} = -0.299$ m.

Distribution de la réaction par mètre linéaire : $e = -0.229m < \frac{L}{6} = \frac{26.35}{6} = 4.39$ m

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$

$$q(L/4) = \frac{N}{L} * \left(1 + \frac{3 * e}{L}\right) = 225.50 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{225.50}{200} = 1.1275 \text{ m}$$

On prend: $B = 1.15$ m

$$S_{file3} = B * L = 1.15 * 26.35 = 30.30 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S_{file} * n$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Avec : n c'est le nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 30.30 * 5 = 151.5 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 151.5 + 113 = 264.5 \text{ m}^2$$

$$S_{st} = 15.45 * 26.35 = 407.11 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{264.5}{407.11} = 0.65$$

$$S_t > 50\% S_{st}$$

La surface des semelles représente 63.3% de la surface totale, ce qui est inadmissible.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

IX.5. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges sur le sol de la fondation.
- Evite les tassements différentiels important.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

IX.5.1. pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit être au minimum de 25 cm ($h_{rad} > 25 \text{ cm}$).

b) Selon la condition forfaitaire :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4.20}{20} = 21 \text{ cm}$$

h_d : Épaisseur du radier.

L_{max} : Portée maximale.

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

La nervure :

La nervure du radier doit avoir un hanteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4.20}{10} = 42 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 50 \text{ cm}$.

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K * (\frac{2}{\pi} * L_{max})^4}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40 \text{ MPa}$).

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

I : l'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K * (\frac{2}{\pi} * L_{max})^4}{E}} = 0.828 \text{ m}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

On prend : $h_n = 90$ cm.

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Leftrightarrow 0,4 \cdot 90 \leq b_n \leq 0,7 \cdot 90$$
$$36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 50$ cm

La dalle flottante :

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{max}} \leq \frac{1}{40} \text{ (Dalle sur 4 appuis).}$$

$$L_{max} = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{50} \leq h_t \leq \frac{420}{40} \Leftrightarrow 8,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 10,50 \text{ cm.}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à : $h_t = 10$ cm

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$h_t = 10$ cm (hauteur de la dalle flottante).

$b_n = 50$ cm (largeur de la nervure)

$h_n = 90$ cm (hauteur de la nervure suivant les deux sens)

$h_d = 30$ cm (l'épaisseur de la dalle).

IX.5.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a : $G_t = 51787,96$ kN (à partir de logiciel ROBOT).

$Q_t = 10373,01$ kN (à partir de logiciel ROBOT).

• Combinaisons d'action :

$$N_u = 1,35G_t + 1,5Q_t = 1,35 \cdot 51787,96 + 1,5 \cdot 10373,01$$

$$N_u = 85473,261 \text{ kN}$$

$$N_s = G_t + Q_t = 51787,96 + 10373,01$$

$$N_s = 62160,97 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{85473,261}{1,33 \cdot 200} = 321,33 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{62160,97}{1,33 \cdot 200} = 233,69 \text{ m}^2.$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$S_{radier} = \max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 321.33 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 26.35 * 15.45 = 407.11 \text{ m}^2 > S_{radier} = 321.33 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{déb}$) ; comme nous l'impose le BAEL 91.

$L_{déb}$ est calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \text{Max} \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \text{max} \left(\frac{90}{2} , 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm.}$$

On prend : $L_{déb} = 50 \text{ cm.}$

IX.5.3. Détermination de la surface du débord :

$$S_{déb} = 2[(L_x \text{bat} + 2L_{déb}) * L_{déb}] + (L_y \text{bat} * L_{déb}) * 2$$

$$S_{déb} = 2[(26.35 + 2 * 0.5) * 0.5] + (15.45 * 0.5) * 2$$

$$S_{déb} = 27.35 + 15.45 = 42.8 \text{ m}^2.$$

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 407.11 + 42.8 = 449.91 \text{ m}^2$

IX.5.4. Détermination des efforts à la base du radier :

- **Charge permanente :**

$$G_{bat} = 51787.96 \text{ kN.}$$

G_{radier} = poids de la dalle + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle = $S_{rad} * h_{dalle} * \text{poids volumique du béton.}$

$$\text{Poids de la dalle} = 449.91 * 0.30 * 25 = 3374.325 \text{ kN.}$$

- Poids des nervures = longueur des nervures * $b_n * (h_n - h_{dalle}) * \text{poids volumique du béton.}$

$$\text{Longueur des nervures} = L_x * n + L_y * n = 26.35 * 5 + 15.45 * 8 = 255.35 \text{ m}$$

$$\text{Poids des nervures} = 255.35 * 0.5 * (0.9 - 0.30) * 25 = 1915.125 \text{ kN}$$

- Poids de remblai = $(S_{radier} - S_{nerv}) * (h_n - h_d) * \text{poids volumique du remblai.}$

$$\text{Poids de remblai} = (449.91 - (255.35 * 0.5)) * (0.9 - 0.30) * 17 = 3286.80 \text{ kN}$$

- Poids de la dalle flottante = $(S_{rad} - S_{nerv}) * e_p * \text{le poids volumique du béton.}$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = (449.91 - (255.35 * 0.5)) * 0.1 * 25 = 805.59 \text{ kN}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$G_{radier} = 805.59 + 3286.80 + 1915.125 + 3374.325 = 9381.84 \text{ kN}$$

$$G_{tot} = G_{superstructure} + G_{l'infrastructure} + G_{mur \text{ de soutienement}}$$

$$G_{tot} = 51787.96 + 9381.84 + (25 * 4.08 * 0.25 * 26.35) = 61841.72 \text{ kN}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q_{bat} = 10373.01 \text{ kN}$$

$$Q_{rad} = 3.5 * 449.91 = 1574.685 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = 10373.01 + 1574.685 = 11947.675 \text{ kN.}$$

IX.5.5. combinaison d'action :

- A L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 61841.72 + 1.5 * 11947.675 = 101407.86 \text{ kN}$
- A L'ELS : $N_s = G + Q = 61841.72 + 11947.675 = 73789.40 \text{ kN}$

IX.5.6. Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \text{ et } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9h_d = 0.9 * 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{max} = q_u * \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u * b}{S_{radier}} * \frac{L_{max}}{2} = \frac{101407.86 * 1}{449.91} * \frac{4.20}{2} = 473.33 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{473.33}{1 * 0.27} = 1.75 \text{ MPa.} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

- **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure ($Z = h_n = 0.9 \text{ m}$).

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

γ_w : Poids volumique de l'eau (10kN/m^3).

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

$$P \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \cdot 449.91 \cdot 10 \cdot 0.9 = 6073.785 \text{ kN}$$

$61841.72 > 6073.785 \text{ kN}$ condition vérifiée.

Donc pas de risque de soulèvement de la structure.

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.

$$M = M_0 + T_0 h.$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

On doit vérifier que :

$$\text{E L U : } \sigma_m \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}.$$

$$\text{E L S : } \sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}}.$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 ; \quad 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2.$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I}$$

Centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum X_i S_i}{S_i} = 13.175 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum Y_i S_i}{S_i} = 7.725 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 8098.13 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 23555.32 \text{ m}^4$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 10.44 + 604.892 \cdot 0.9 = 554.84 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 12.06 + 357.575 \cdot 0.9 = 333.88 \text{ kN.m}$$

- **Sens longitudinal :**

ELU :

$$M_{xx} = 554.84 \text{ kN.m} \quad N_u = 101407.86 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{MV}{I} = \frac{101407.86}{449.91} + \frac{554.84}{23555.32} \cdot 13.175 = 225.70 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{MV}{I} = \frac{101407.86}{449.91} - \frac{554.84}{23555.32} \cdot 13.175 = 225.08 \text{ kN/m}^2.$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 225.70 + 225.08}{4} = 225.54 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 225.54 \text{ kN/m}^2 < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M_{xx} = 554.84 \text{ kN.m} \quad N_s = 73789.40 \text{ kN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{MV}{I} = \frac{73789.40}{449.91} + \frac{554.84}{23555.32} \cdot 13.175 = 164.32 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{MV}{I} = \frac{73789.40}{449.91} - \frac{554.84}{23555.32} \cdot 13.175 = 163.70 \text{ kN/m}^2.$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 164.32 + 163.70}{4} = 164.165 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 164.164 \text{ kN/m}^2 < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

ELU :

$$M_{yy} = 333.88 \text{ kN.m} \quad N_u = 101407.86 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{MV}{I} = \frac{101407.86}{449.91} + \frac{333.88}{8098.13} \cdot 7.725 = 225.71 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{MV}{I} = \frac{101407.86}{449.91} - \frac{333.88}{8098.13} \cdot 7.725 = 225.07 \text{ kN/m}^2.$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 225.71 + 225.07}{4} = 225.55 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 225.55 \text{ kN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M_{yy} = 333.88 \text{ kN.m} \quad N_s = 73789.40 \text{ kN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{MV}{I} = \frac{73789.40}{449.91} + \frac{333.88}{8098.13} \cdot 7.725 = 164.33 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{MV}{I} = \frac{73789.40}{449.91} - \frac{333.88}{8098.13} \cdot 7.725 = 163.69 \text{ kN/m}^2.$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 164.33 + 163.69}{4} = 164.17 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 164.17 \text{ kN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Vu que les contraintes sont maximales à l'ELU, donc on adopte le calcul des ferrailages à l'ELU.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
X-X	225.70	225.08	225.54	164.32	163.70	164.164	vérifiée
Y-Y	225.71	225.07	225.55	164.33	163.69	164.17	vérifiée

Tableau IX.4. Vérification des contraintes.

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.4 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite.

On doit vérifier que :

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

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

Avec :

μ_c : Périmètre de contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

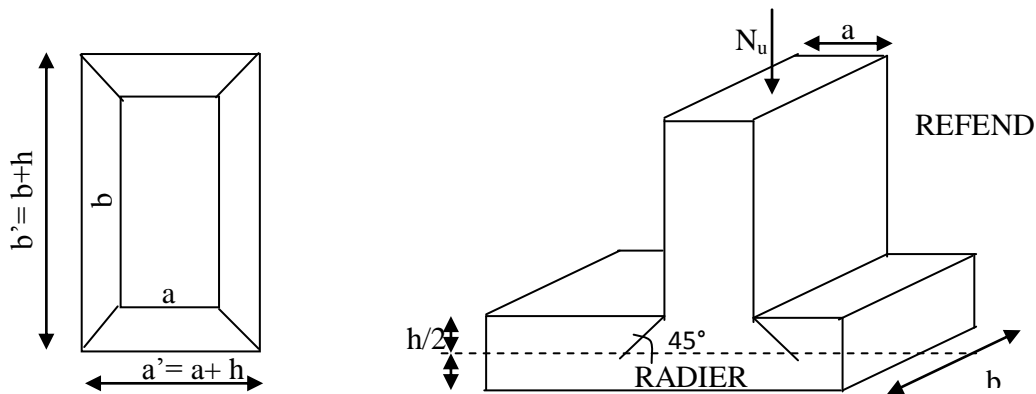


Figure IX.1. Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a+b+2h) = 2(0.45+0.45+2*0.9) = 5.4 \text{ m.}$$

$$N_u = 1164.654 \text{ kN} \leq \frac{0.045 * 5.4 * 0.9 * 25000}{1.5} = 3645 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 1 m du voile : $e = 20 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\mu_c = 2(a+b+2h) = 2(0.2+1+2*0.9) = 6 \text{ m.}$$

$$N_u = 2697.43 \text{ kN} \leq \frac{0.045 * 6 * 0.9 * 25000}{1.5} = 4050 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IX.5.7. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Ferrailage de la dalle :

On distingue deux cas :

1^{er} cas :

Si $\rho \leq 0.4$; flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \rho \leq 1$; Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moment fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x * q_u * L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD, avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ ($L_x < L_y$)

Remarque :

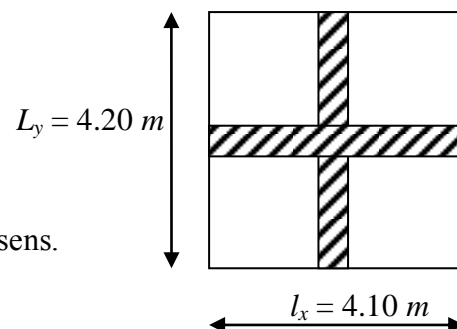
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et à fin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification de panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.10 \text{ m} ; L_y = 4.20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.10}{4.20} = 0.97$$

$0.4 \leq 0.97 \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.



Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m^{max} = \max(\sigma_m^L ; \sigma_m^T) = 225.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m^{max} = \max(\sigma_m^L ; \sigma_m^T) = 164.17 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 225.55 - \frac{9381.84}{449.91} = 204.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 164.17 - \frac{9381.84}{449.91} = 143.32 \text{ kN/m}^2$$

b) Calcul à l'ELU :

$$q_u = 204.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0.97$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

• Calcul des moments : M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = \mu_x * q_x * l_x^2 = 0.0393 * 204.70 * (4.10)^2 = 135.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.934 * 135.23 = 126.30 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.85 en travée.

• Moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 * 135.23 = 114.945 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * 126.30 = 107.355 \text{ kN.m}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 * 135.23 = 67.615 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * 126.30 = 63.15 \text{ kN.m}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

c) Ferrailage à l'ELU :

• Ferrailage aux appuis dans le sens xx :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \quad A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{67.615 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14.2} = 0.065 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_b = 0.065 \implies \beta = 0.9665$$

$$A_x^a = \frac{67.615 \cdot 10^3}{0.9665 \cdot 27 \cdot 348} = 7.445 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

• Ferrailage aux appuis dans le sens yy :

$$\mu_b = \frac{63.15 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14.2} = 0.061 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_b = 0.061 \quad \beta = 0.9695$$

$$A_y^a = \frac{63.15 \cdot 10^3}{0.9695 \cdot 27 \cdot 348} = 6.932 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

• Ferrailage en travée dans le sens xx :

$$\mu_b = \frac{114.945 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14.2} = 0.111 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_b = 0.111 \quad \beta = 0.941$$

$$A_x^t = \frac{114.945 \cdot 10^3}{0.941 \cdot 27 \cdot 348} = 13.00 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 5\text{HA}20 = 15.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

- **Ferraillage en travée dans le sens yy :**

$$\mu_b = \frac{107.355 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14.2} = 0.104 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

$$\mu_b = 0.104 \quad \beta = 0.945$$

$$A_y^t = \frac{107.355 \cdot 10^3}{0.945 \cdot 27 \cdot 348} = 12.09 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 5\text{HA}20 = 15.70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

Tableau récapitulatif

sens			M_u (kN.m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal} (Cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adp}	S_t cm
x-x	ELU	Appuis	67.615	0.065	0.392	SSA	0.9665	7.445	7.70	5HA14	20
		Travée	114.945	0.111		SSA	0.941	13.00	15.70	5HA20	20
y-y	ELU	appuis	63.15	0.061		SSA	0.9695	6.932	7.70	5HA14	20
		travée	107.355	0.104		SSA	0.945	12.09	15.70	5HA20	20

Tableau IX.4. Les sections d'armatures de la dalle.

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2}$$

Avec : pour HA FeE400 $\omega_0 = 0.0008$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens			A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	observation
x-x	ELU	Appuis	7.70	2.436	Vérifiée
		Travée	15.70		Vérifiée
y-y	ELU	Appuis	7.70	2.436	Vérifiée
		Travée	15.70		vérifiée

Tableau IX.5. Vérification de la condition de non fragilité

d) Vérification à l'ELS :

- **Evaluation des moments fléchissant M_x et M_y :**

$$q_s = 143.32 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0.954 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x * q_s * l_x^2 = 0.0467 * 143.32 * (4.10)^2 = 112.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.954 * 112.51 = 107.33 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 0.85 * 112.51 = 95.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 0.85 * 107.33 = 91.23 \text{ kN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 * 112.51 = 56.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 * 107.33 = 53.66 \text{ kN.m}$$

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

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

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

sens		M_u (kN.m)	M_s (kN.m)	$\frac{M_u}{M_s}$	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
x-x	Appuis	67.615	56.25	1.20	0.065	0.0841	0.35	Vérifiée
	Travée	114.945	95.63	1.20	0.111	0.1474	0.35	Vérifiée
y-y	Appuis	63.15	53.66	1.18	0.061	0.0785	0.34	Vérifiée
	travée	107.355	91.23	1.18	0.104	0.1376	0.34	vérifiée

Tableau IX.6. Vérification des contraintes dans le béton

Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

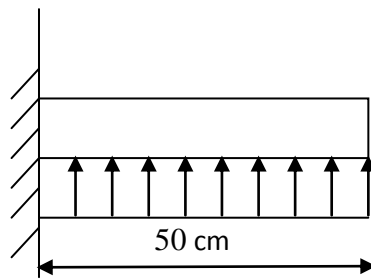


Figure IX.2. Schéma statique du débord

a) Sollicitation de calcul :

- A l'ELU :

$$p_u = q_u * 1\text{ m} = 204.70 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-p_u * l^2}{2} = \frac{-204.70 * 0.5^2}{2} = -25.59 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS :

$$p_s = q_s * 1\text{ m} = 143.32 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-p_s * l^2}{2} = \frac{-143.32 * 0.5^2}{2} = -17.91 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$M_u = 25.59 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.59 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14.2} = 0.025 < 0.392$$

$$\mu_b = 0.025 \iff \beta = 0.9875$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25.59 \cdot 10^3}{0.9875 \cdot 27 \cdot 348} = 2.76 \text{ cm}^2.$$

c) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 27 \cdot 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$3.26 > 2.70 \text{ cm}^2$ donc on adopte $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 25 cm.

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

d) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{25.59}{17.91} = 1.43 ; \mu = 0.025 \iff \alpha = 0.0317$$

$$\alpha = 0.0317 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.46$$

Il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes à l'ELS.

Remarque :

Etant donné que les armatures du radier sont supérieures à celle du débord, on adopte le même ferrailage pour l'ensemble.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Ferraillage des nervures :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 90 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$$

Pour le calcul des efforts et des moments on utilisera la méthode des trois moments, exposée au chapitre III (calcul des planchers).

1. Détermination des efforts.
2. Le ferraillage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Les charges revenant aux nervures sont :

$$q_u = 204.70 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = 143.32 \text{ kN/ml}$$

Sens transversal :

Les résultats de calcul des moments aux appuis et en travées dans le sens transversal, sont résumés dans les tableaux suivant :

A l'ELU :

$$8.4M_1 + 4.20M_2 = -3708.85 \dots\dots\dots (1)$$

$$4.2M_1 + 15M_2 + 3.3M_3 = -5504.15 \dots\dots (2)$$

$$3.3M_2 + 13.2M_3 + 3.3M_4 = -3598.01 \dots (3)$$

$$3.3M_3 + 15M_4 + 4.20M_5 = -5504.15 \dots (4)$$

$$4.2M_4 + 8.4M_5 = -3708.85 \dots\dots\dots (5)$$

Remarque :

Vu que la méthode trois moments surestime les moments aux appuis et sous estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de 1/3 des valeurs trouvées.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

- **Moment en travée et aux appuis du portique transversal à l'ELU :**

travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	X	μ_x	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	-212.81	-163.09	2.16	441.17	253.93	432.34	-408.67
2-3	-163.09	-100.16	1.75	271.58	141.86	349.47	-311.33
3-4	-100.16	-163.09	1.55	271.58	141.86	311.33	-349.46
4-5	-163.09	-212.81	2.04	441.17	253.93	408.67	-432.34

Tableau IX.7. Moment en travées et aux appuis du portique transversal à l'ELU.

A l'ELS :

$$8.4M_1 + 4.20M_2 = -2594.38 \dots\dots\dots (1)$$

$$4.2M_1 + 15M_2 + 3.3M_3 = -3852.80 \dots\dots (2)$$

$$3.3M_2 + 13.2M_3 + 3.3M_4 = -2516.85 \dots (3)$$

$$3.3M_3 + 15M_4 + 4.20M_5 = -3852.80 \dots (4)$$

$$4.2M_4 + 8.4M_5 = -2594.38 \dots\dots\dots (5)$$

- **Moment en travée et aux appuis du portique transversal à l'ELS :**

travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	X	μ_x	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	-148.79	-114.23	2.16	308.60	177.58	302.38	-285.92
2-3	-114.23	-70.00	1.74	190.10	99.19	244.52	-217.71
3-4	-70.00	-114.23	1.55	189.97	99.19	217.71	-244.52
4-5	-114.23	-148.79	2.04	308.60	177.58	285.92	-302.38

Tableau IX.8. Moment en travées et aux appuis du portique transversal à l'ELS

- **Calcul des armatures :**

a) Armatures longitudinal :

$$h = 90cm ; b = 50cm \text{ Et } d = 87cm$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

En travées :

$$M_t^{max} = 253.93 \text{ kN.m} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{253.93 \cdot 10^3}{50 \cdot 87^2 \cdot 14.2} = 0.047 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u \ 0.047 \Rightarrow \beta = 0.9755$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{253.93 \cdot 10^3}{0.9755 \cdot 87 \cdot 348} = 8.60 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$M_a^{max} = 212.81 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{212.81 \cdot 10^3}{50 \cdot 87^2 \cdot 14.2} = 0.040 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u \ 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{212.81 \cdot 10^3}{0.980 \cdot 87 \cdot 348} = 7.17 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3\text{HA}20 + 3\text{HA}16 = 15.45 \text{ cm}^2$

Ferrailage adopté :

Sens	zone	A _s (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
y-y	Appuis	7.17	3HA20+3HA16
	Travée	8.60	3HA16+3HA16

Tableau IX.9. Ferrailage du portique transversal.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

- **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

sens	zone	M_u (kN.m)	M_s (kN.m)	γ	μ	α	rapport	obs
y-y	Appuis	212.81	148.79	1.43	0.040	0.0510	0.465	cv
	travée	253.93	177.58	1.43	0.047	0.1204	0.465	cv

Tableau IX.10. Vérification à l'ELS.

- **b) Armatures transversales :**

Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot 1.6 \right) = \text{min} (22.5 ; 19.2)$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$$

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

Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \cdot 15 \cdot 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 50 \cdot 87 \cdot 2.1}{400} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Les sections d'armatures adoptées sont supérieures à la section minimale.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_u^{max} = 432.34 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{432.34 * 10^3}{500 * 870} = 0.994 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens longitudinal :

Les résultats de calcul des moments aux appuis et en travées dans le sens longitudinal, sont résumés dans les tableaux suivants :

A l'ELU :

- 6.2M₁ + 3.1M₂ = -1491.34..... (1)
- 3.1M₁ + 14.4M₂ + 4.1M₃ = -4941.52..... (2)
- 4.1M₂ + 16.4M₃ + 4.1M₄ = -6900.37..... (3)
- 4.1M₃ + 14.8M₄ + 3.3M₅ = -5249.19..... (4)
- 3.3M₄ + 14.8M₅ + 4.1M₆ = -5249.19..... (5)
- 4.1M₅ + 16.4M₆ + 4.1M₇ = -6900.37..... (6)
- 4.1M₆ + 14.4M₇ + 3.1M₈ = -4941.52..... (3)
- 3.1M₇ + 6.2M₈ = -1491.34..... (5)

• Moment en travée et aux appuis du portique longitudinal à l'ELU :

travée	M _i (kN.m)	M _{i+1} (kN.m)	X	μ _x	M _t (kN.m)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	-85.21	-150.29	1.45	239.54	123.89	289.38	-331.36
B-C	-150.29	-206.27	1.98	420.26	242.94	396.84	-424.15
C-D	-206.27	-144.66	2.12	420.26	245.85	425.52	-395.46
D-E	-144.66	-144.66	1.65	272.58	127.92	330.40	-330.40
E-F	-144.66	-206.27	1.98	420.26	245.85	395.46	-425.52
F-G	-206.27	-150.29	2.12	420.26	242.94	424.15	-396.84
G-H	-150.29	-85.21	1.65	239.54	123.89	331.36	-289.38

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau IX.11. Moment aux appuis et en travées du portique longitudinal à l'ELU.

- **Moment en travées et aux appuis du portique longitudinal à l'ELS :**

travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	X	μ_x	M_t (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	-58.99	-106.37	1.44	167.41	86.41	201.82	-232.39
B-C	-106.37	-143.95	1.98	293.98	169.46	277.98	-296.31
C-D	-143.95	-102.67	2.12	293.98	171.37	297.21	-277.08
D-E	-102.67	-102.67	1.65	190.67	88.00	231.11	-231.11
E-F	-102.67	-143.96	1.98	293.98	171.37	277.07	-297.21
F-G	-143.95	-106.37	2.12	293.98	169.46	296.31	-277.98
G-H	-106.37	-58.99	1.66	167.41	86.41	232.39	-201.82

Tableau IX.12. Moment aux appuis et en travées du portique longitudinal à l'ELS.

- **Calcul des armatures :**

a) Armatures longitudinal :

$h = 90\text{cm}$; $b = 50\text{cm}$ Et $d = 87\text{cm}$

En travées :

$$M_t^{max} = 245.85 \text{ kN.m} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{245.85 \cdot 10^3}{50 \cdot 87^2 \cdot 14.2} = 0.046 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u \ 0.046 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{245.85 \cdot 10^3}{0.976 \cdot 87 \cdot 348} = 8.32 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 8\text{HA}16 + 3\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$M_a^{max} = 206.27 \text{ kN.m}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$\mu_u = \frac{206.27 \cdot 10^3}{50 \cdot 87^2 \cdot 14.2} = 0.038 < 0.392 \dots \dots \dots \text{section simplement armé.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{206.27 \cdot 10^3}{0.981 \cdot 87 \cdot 348} = 6.94 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3\text{HA}20 + 3\text{HA}16 = 15.45 \text{ cm}^2$

Ferrailage adopté :

Sens	zone	A_s (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
x-x	Appuis	6.94	3HA20+3HA16
	Travée	8.32	3HA16+3HA16

Tableau IX.13. Ferrailage du portique longitudinal.

- **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

sens	zone	M_u (kN.m)	M_s (kN.m)	γ	μ	α	rapport	obs
x-x	Appuis	206.27	143.96	1.43	0.038	0.0485	0.465	cv
	travée	245.85	171.37	1.43	0.046	0.0589	0.465	cv

Tableau IX.14. Vérification à l'ELS.

c) Armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 * 1.6 \right) = \text{min} (22.5 ; 19.2)$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$$

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

Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 50 * 87 * 2.1}{400} = 5.25 \text{ cm}^2$$

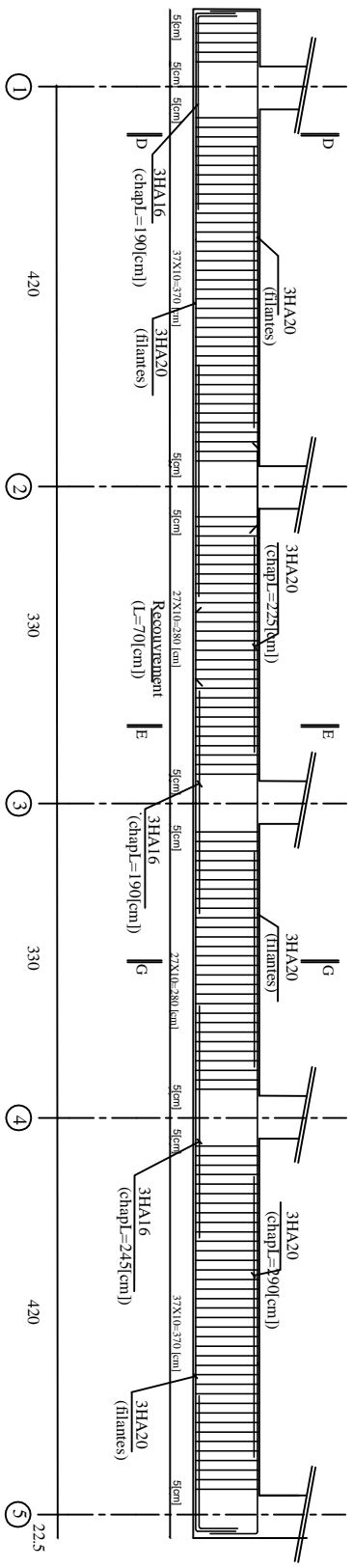
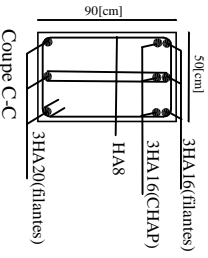
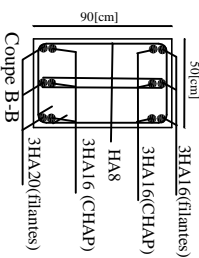
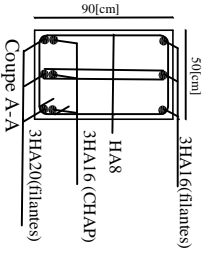
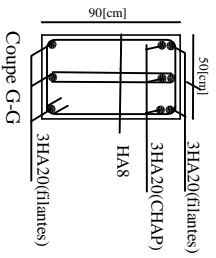
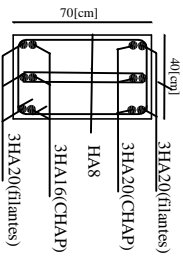
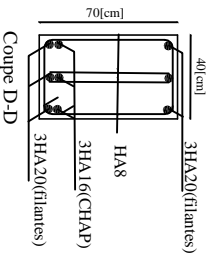
Les sections d'armatures adoptées sont supérieures à la section minimale.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

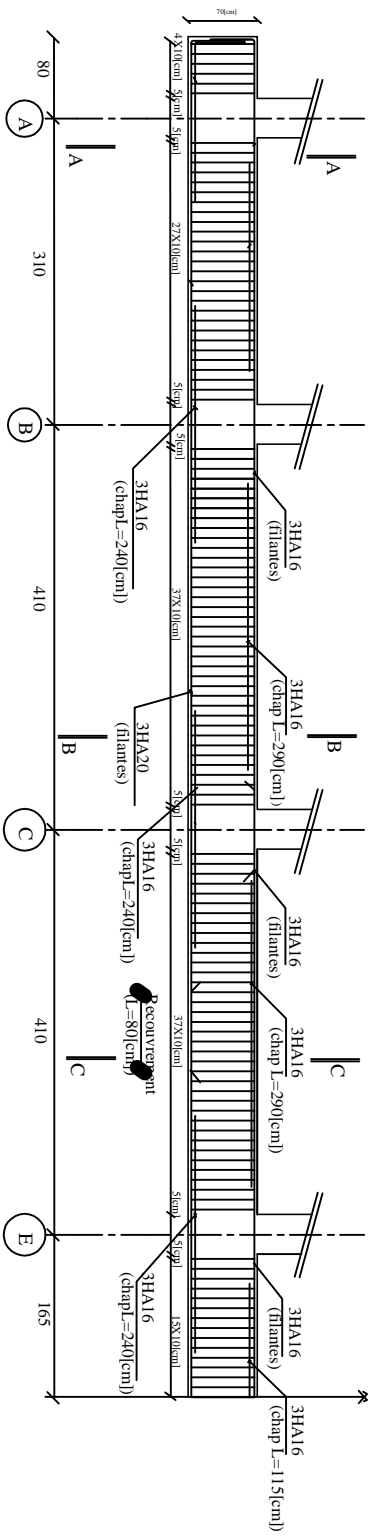
$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{min} \left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_u^{max} = 425.52 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{425.52 * 10^3}{500 * 870} = 0.978 \text{ MPa} < 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



Sens Longitudinal



1/504

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE D'INGENIERIE DE CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE FERRAILLAGE DES NERVURES
ETUDE PAR: AZRINE Lynda		
DIRIGE PAR: Mme AKMOUSSSI		
PROMOTION 2014-2015	ECHELLE : 1/100 - 1/50	

X. Etude du mur de soutènement

X.1. Introduction :

Le mur de soutènement est prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 3.06m.

X.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99 est telle que : $e \geq 15$ cm. Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

a) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 * \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos. $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contraintes verticales.

φ : Angle de frottement interne.

b) Caractéristique du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17$ kN/m³.

Surcharge éventuelle : $q = 10$ kN/m².

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$.

Cohésion : $c = 0$

c) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

Chapitre X : Etude du mur de soutènement

$$\sigma_V = q + \gamma h$$

- **A L'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 (1.5q + 1.35 \gamma * h)$$

$$h = 0 \implies \sigma_H = 0.52 * (1.5 * 10 + 1.35 * 17 * 0) = 7.8 \text{ kN/m}^2.$$

$$h = 3.06 \text{ m} \implies \sigma_H = 0.52 * (1.5 * 10 + 1.35 * 17 * 3.06) = 44.32 \text{ kN/m}^2.$$

- **A L'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma * h)$$

$$h = 0 \implies \sigma_H = 0.52 * (10 + 17 * 0) = 5.2 \text{ kN/m}^2.$$

$$h = 3.06 \text{ m} \implies \sigma_H = 0.52 * (10 + 17 * 3.06) = 32.25 \text{ kN/m}^2.$$

d) Diagramme des contraintes :

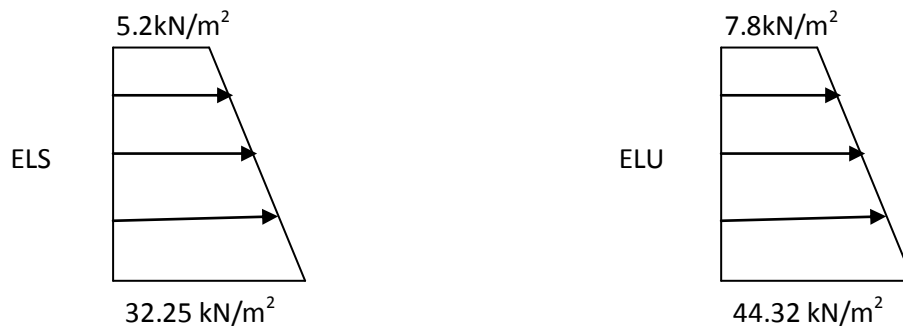


Figure X.1 : Diagramme des contraintes

e) la charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- **A l'ELU :**

$$q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min}) * 1}{4} = \frac{(3 * 44.32 + 7.8) * 1}{4} = 35.19 \text{ kN/ml.}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min}) * 1}{4} = \frac{(3 * 32.25 + 5.2) * 1}{4} = 25.49 \text{ kN/ml.}$$

Chapitre X : Etude du mur de soutènement

X.3. ferrailage du mur de soutènement :

a) Méthode de calcul :

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues, encastrées de 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée : 0.75
- Moments d'encastrement sur les grands cotés :

0.3 (appuis de rive).

0.5 (autres appuis).

c) Identification des panneaux :

$$l_x = 3.06 \text{ m} \quad l_y = 4.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4.10} = 0.75 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.75 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x * q * l_x^2 = 0.0622 * 35.19 * (3.06)^2 = 20.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 20.50 * 0.509 = 10.43 \text{ kN.m}$$

Chapitre X : Etude du mur de soutènement

d) Correction des moments :

Sens x-x :

- Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \cdot 20.50 = 10.25 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \cdot 20.25 = 15.19 \text{ kN.m}$

Sens y-y :

- Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \cdot 10.43 = 5.215 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0.75M_{0y} = 0.75 \cdot 10.43 = 7.82 \text{ kN.m}$

e) Recommandation de RPA99 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0.1\% \cdot B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A = 0.001 \cdot b \cdot h = 0.001 \cdot 100 \cdot 25 = 2.5 \text{ cm}$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles, par m^2 , de HA8.

f) Calcul des armatures :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (kN.m)	μ_u	β	A (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)	S_t (cm)
x-x	Appuis	10.25	0.014	0.993	1.28	5HA10	20
	Travée	15.19	0.020	0.990	1.92	5HA10	20
y-y	Appuis	5.215	0.007	0.9965	0.65	5HA10	20
	travée	7.82	0.010	0.995	0.98	5HA10	20

Tableau X.1. Ferrailage du mur de soutènement.

Chapitre X : Etude du mur de soutènement

X.4. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0685 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x * q * l_x^2 = 0.0685 * 25.49 * (3.06)^2 = 16.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.509 * 16.35 = 8.32 \text{ kN.m}$$

a) Correction des moments :

Sens x-x :

- **Aux appuis :** $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 * 16.35 = 8.175 \text{ kN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 * 16.35 = 12.26 \text{ kN.m}$

Sens y-y :

- **Aux appuis :** $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 * 8.32 = 4.16 \text{ kN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 * 8.32 = 6.24 \text{ kN.m}$.

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la contrainte n'est pas donc nécessaire.

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u (kN.m)	M_s (kN.m)	γ	Rapport	α	observation
x-x	Appuis	10.25	8.175	1.254	0.377	0.0176	Vérifiée
	Travée	15.19	12.26	1.24	0.37	0.0252	Vérifiée
y-y	Appuis	5.215	4.16	1.254	0.377	0.00875	Vérifiée
	travée	7.82	6.24	1.254	0.377	0.0126	Vérifiée

Conclusion : les contraintes dans le béton sont vérifiées.

Conclusion générale

Conclusion

L'étude j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de mon cursus et d'affiner mes connaissances.

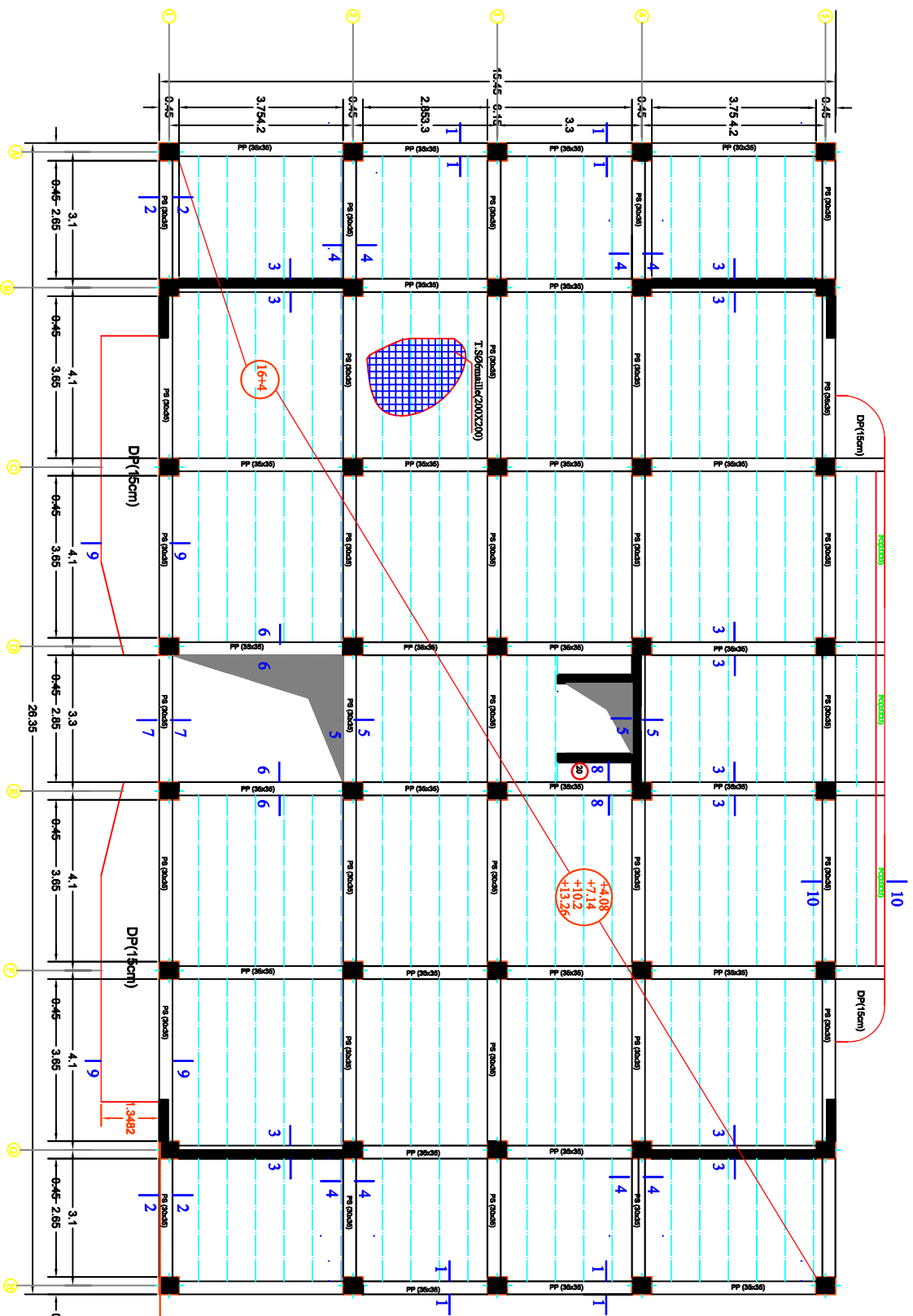
En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude m'ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela m'a permis d'approfondir davantage mes connaissances en génie civil.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC et encore ROBOT que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de ROBOT, m'ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration, comme il m'a permis une grande rentabilité de mon travail en matière de temps et d'efficacité.

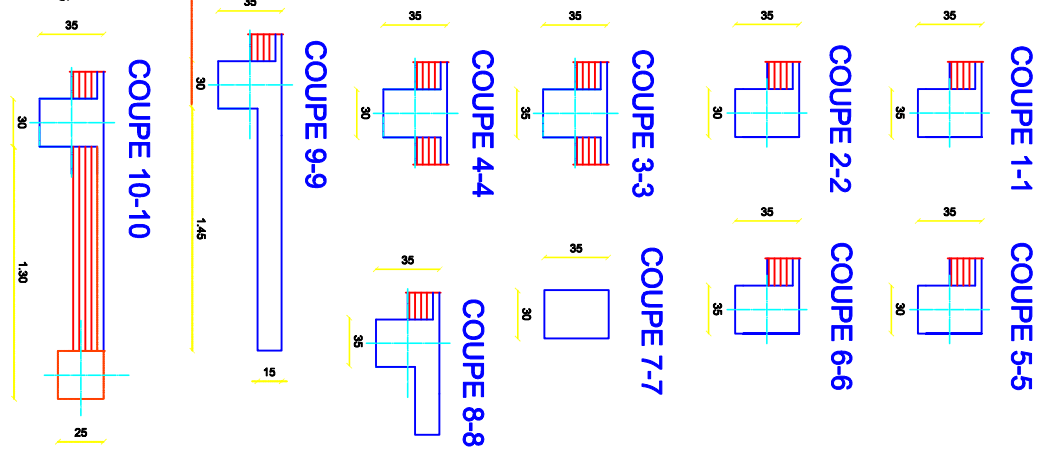
Concernant la disposition des voiles, je me suis aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

En somme, j'espère que ce travail reflète les principales étapes d'un projet tel qu'il doit être mené qu'il pourra offrir un plus aux promotions à venir.

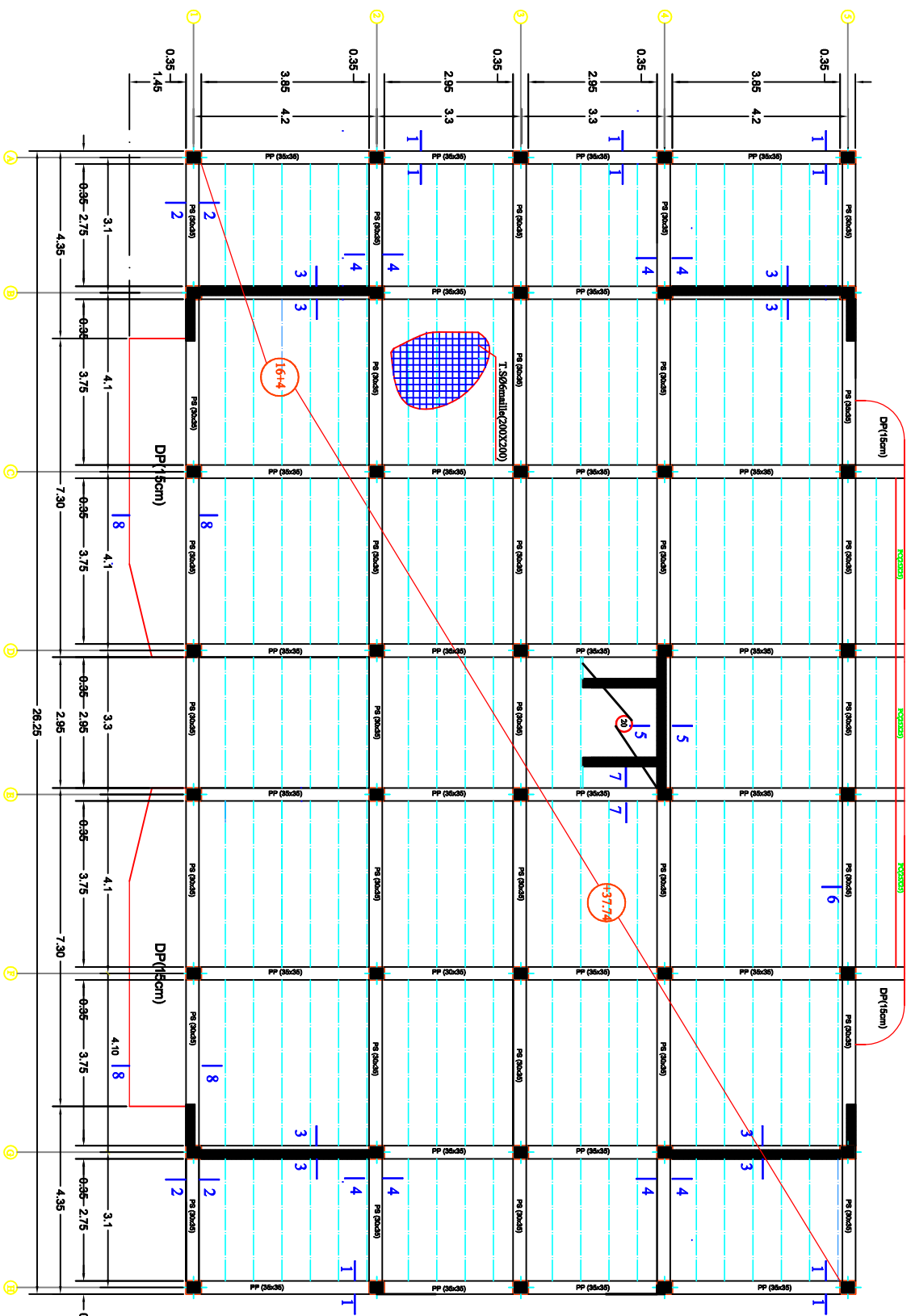


Plan de coffrage des plancher niveau (+13.26), (+10.2), (+7.14) et (+4.08)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

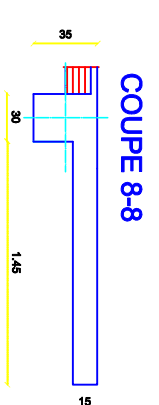
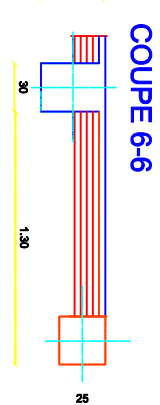
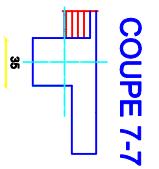
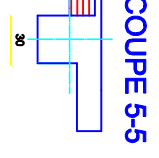
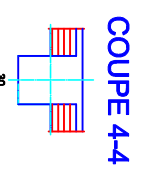
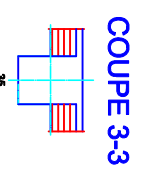
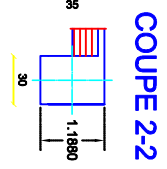
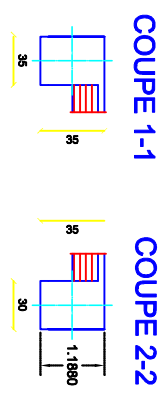


Ech 1/100

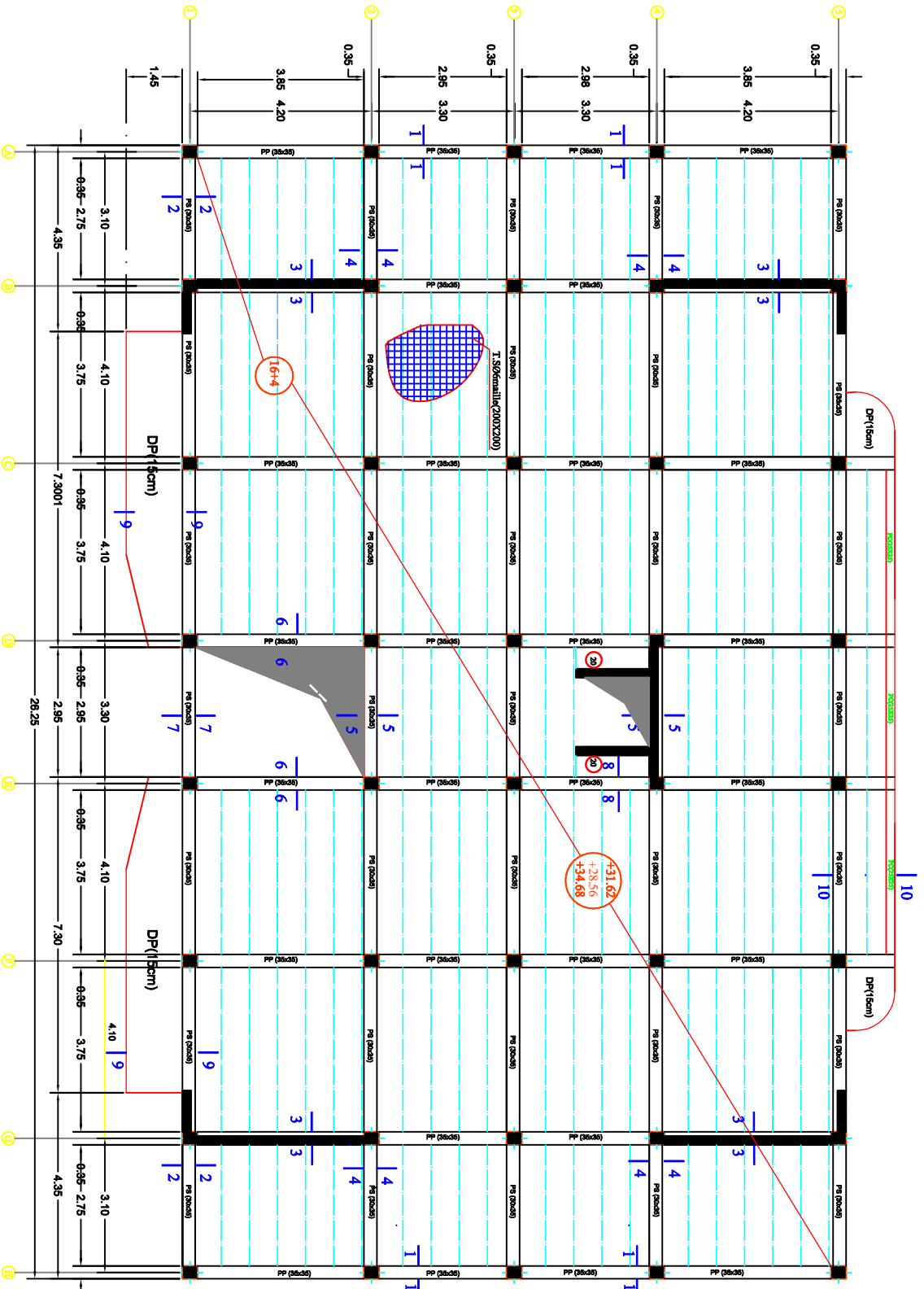


Plan de coffrage des plancher niveau (+37.74)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

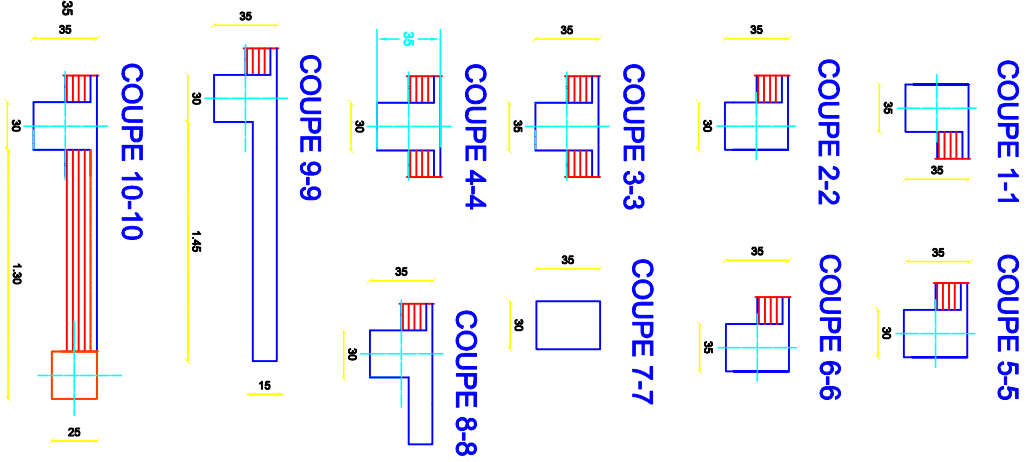


Ech 1/100



Plan de coffrage des plancher niveau (+34.68), (28.56) et (+31.62)

Ech 1/100



Bibliographie

- ✚ **Règlement parasismique Algérien (RPA99).**
- ✚ **DTR B.C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation).**
- ✚ **Béton armé BAEL91 modifiée 99, Règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en armé suivant la méthode des états limites.**
- ✚ **Calcul des ouvrages en béton armée (Mr. BELAZOUGUI).**
- ✚ **Cours et TD (béton, MDS et RDM).**
- ✚ **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**