

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MEMOIRE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme

Master professionnel en génie civil.

THEME :

Étude d'une structure en béton armé (RDC+8+2ss) à usage commercial et habitation Contreventée par des voiles et portiques.

« Modélisée par ETABS ».



Dirigé par :
M_r M.HAMIZI

Étudié par :
M^{elle} RAHAL Lydia
M^{elle} RADJEF Lydia

Promotion : 2017/2018

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement a DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce projet à terme.

Nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr M.HAMIZI** de nous avoir encadré, suivi et guidé ce travail.

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

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

Merci.

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce travail

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans elle je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite.

A mon très cher père qui a toujours été là pour moi qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager.

A mes chers frères et sœurs : Samir, Lynda, Salem et Maria.

A mes chers grands parents qui nous ont quittés trop tot.

A ma chère grand'mère paternelle que dieu la garde pour nous.

A mes chère(s) cousin(e)s : Sarah, Dehbia, Henia, Dihia, Amghid, Amayas, Karina, Lyna, Ikram, Amina.

A ma chère binôme Lydia RAHAL et sa famille.

A mon cher oncle Hocine et sa famille.

A l'ingénieur qui nous a guidé à la réalisation de ce travail.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

R. Lydia

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce travail

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans elle je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite.

Amon très cher père qui a toujours été là pour moi qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager.

A mes chers frères et sœurs : Ali et Elena.

A tous ceux qui nous ont quittés trop tôt.

A tout mes cousin(e)s surtout : Imen, Anaïs, Alicia, Mahmoud, Younes, Zaki.

A ma chère binôme Lydia RADJEF et sa famille.

A l'ingénieur qui nous a guidé à la réalisation de ce travail.

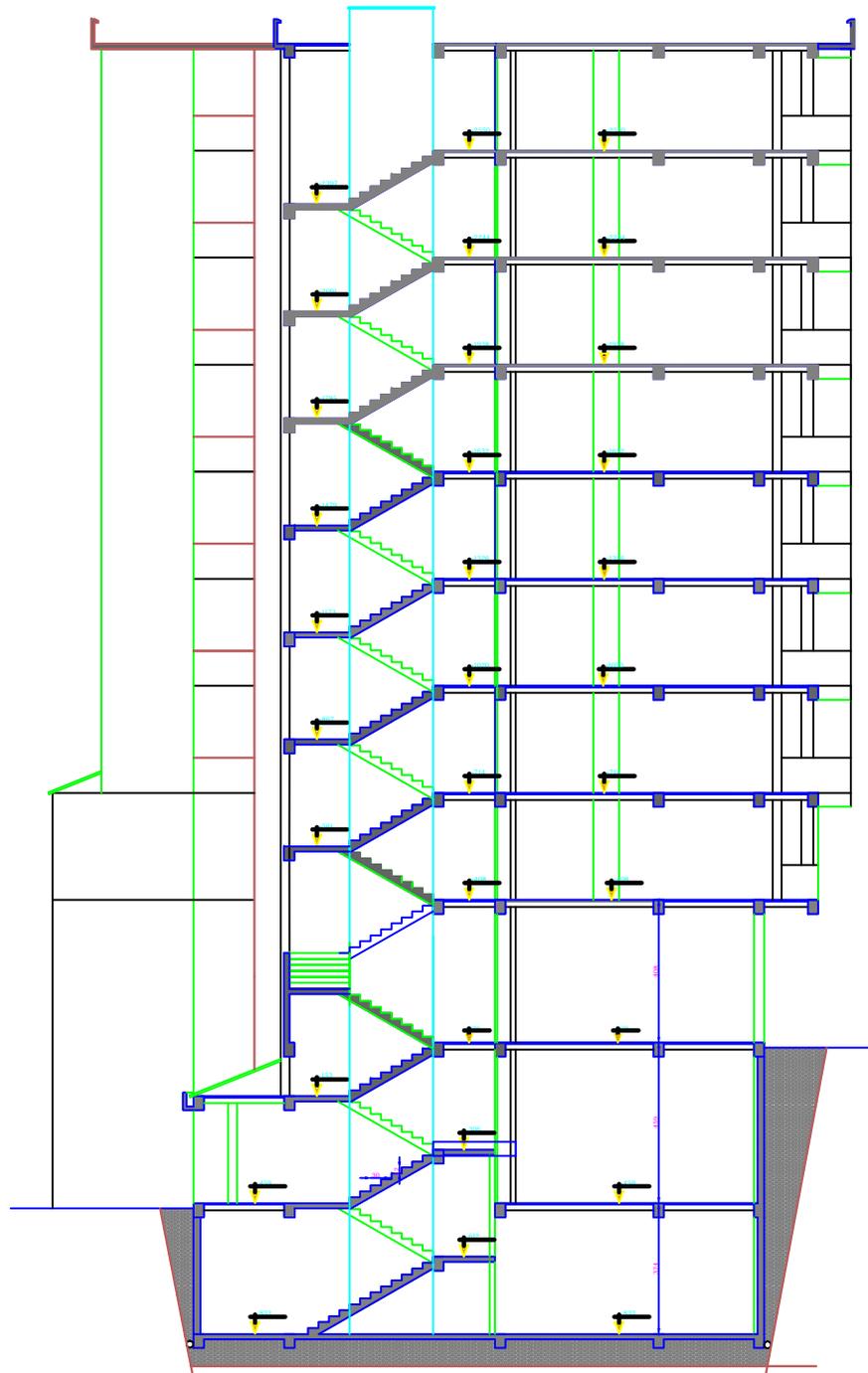
A Monsieur R. FERHAT qui nous a attribuer ce projet.

A toute ma famille.

A tous mes amis.

R. Lydia

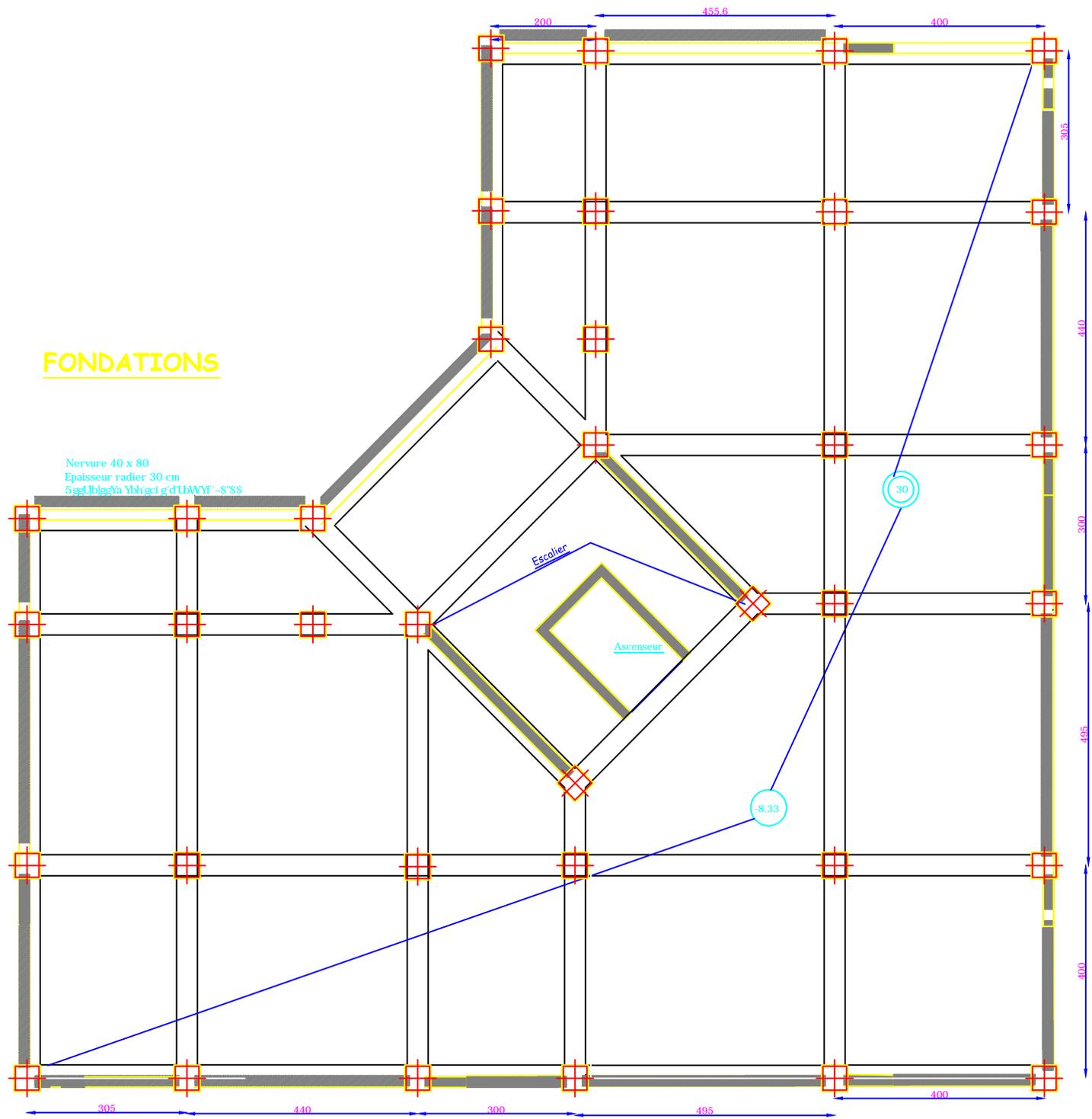


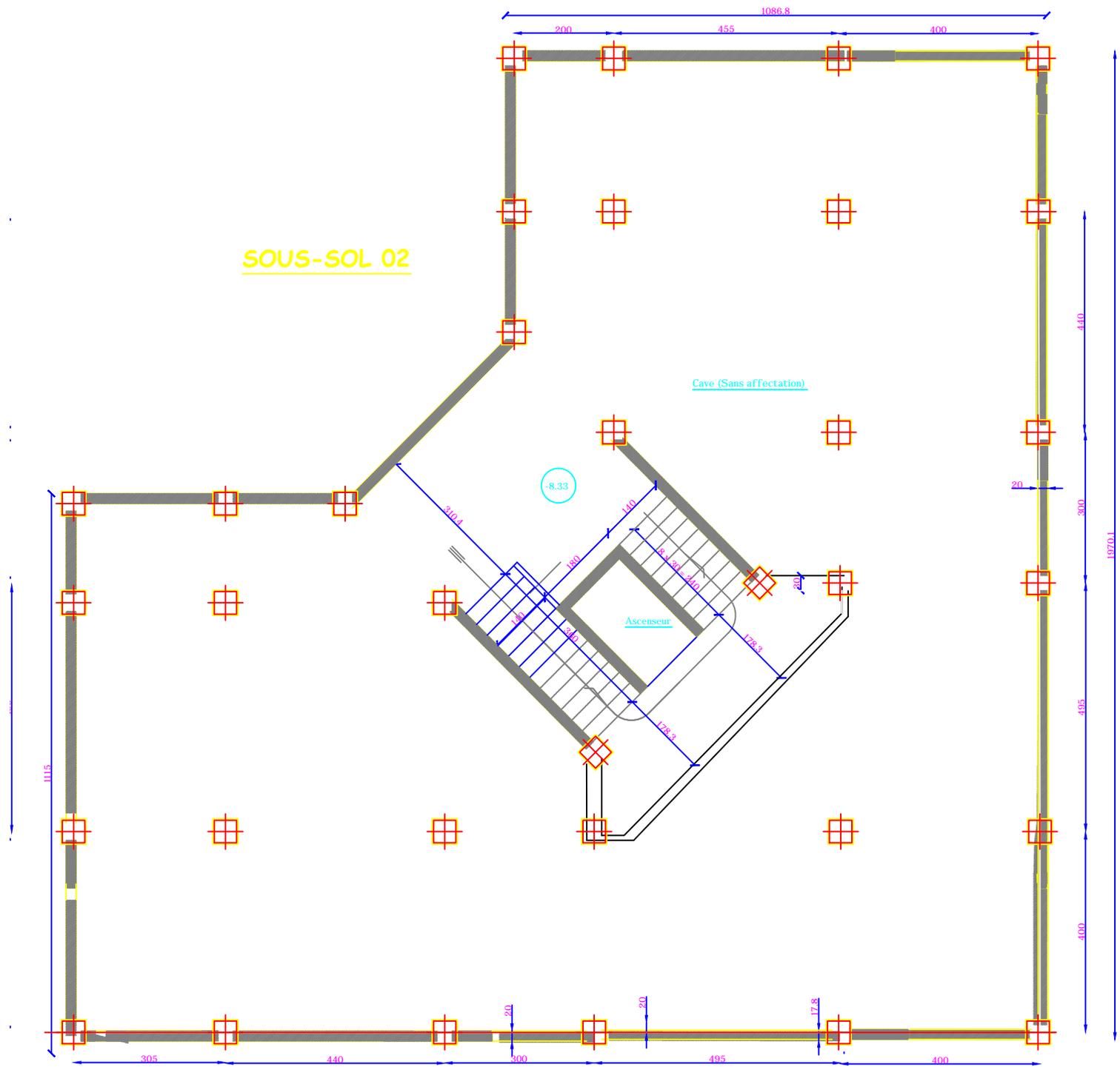


COUPE A-A

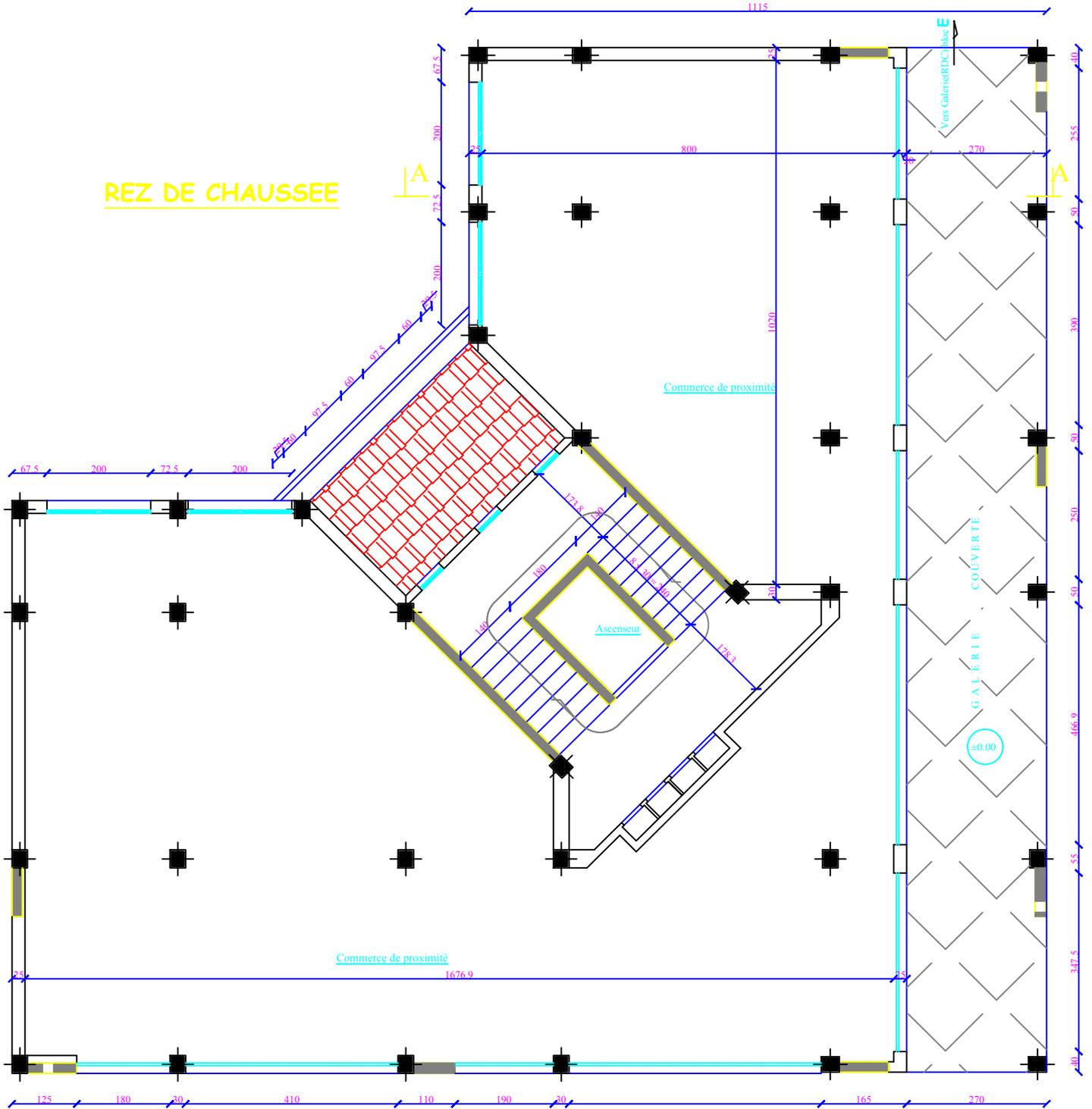
FONDATIONS

Nervure 40 x 80
Epaisseur radier 30 cm
5gđUblggŷa Ybhŷci g'd'UšWŷf -S'SS

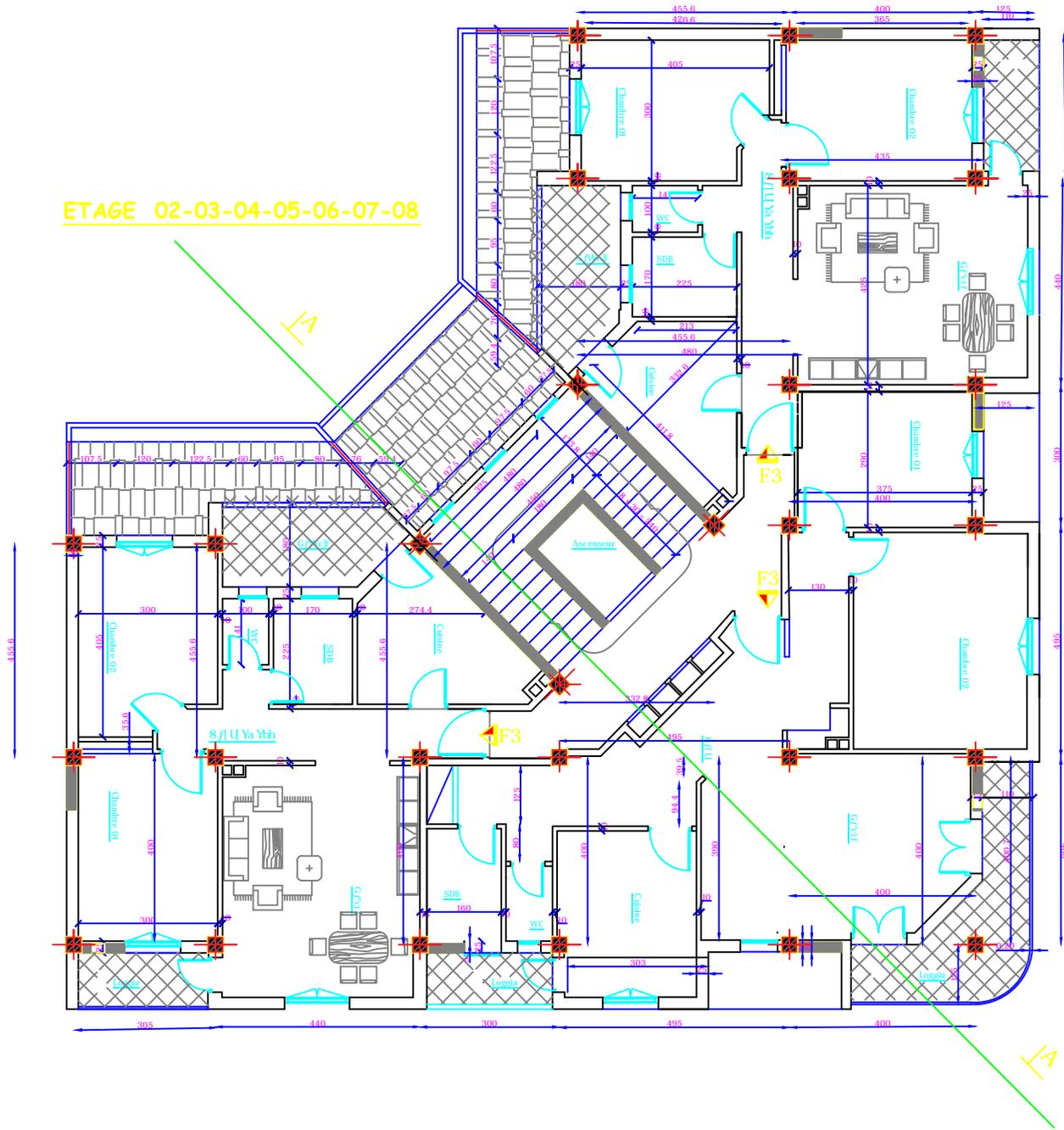




REZ DE CHAUSSEE



ETAGE 02-03-04-05-06-07-08



Liste des figures :

Figure I.1 : Présentation du projet en 3D

Figure I.2 : Caractéristiques d'un escalier droit

Figure I.3 : Diagramme simplifié contrainte déformations du béton à l'État limite ultime

Figure I.4 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS

Figure I.5 : diagramme contraintes-Deformation de l'acier.

Figure II.1 : Plancher en béton armé avec poutrelle et hourdis (plancher semi-fabriqué)

Figure II.2 : dimension de l'acrotère.

Figure II.3 : Différentes coupes des voiles

Figure II.4: Coupe verticale d'un escalier.

Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux)

Figure. II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Figure. II.8 : Coupe vertical d'un mur de séparation

Figure III.1.1 : Table de compression

Figure III.1.2 : Ferrailage de la dalle d compression.

Figure III.1.3 : Schéma statique de la travée la plus défavorable.

Figure III.1.4 : Les portées successives des travées.

Figure III.1.5 : Méthodes des trois moments

Figure III.1.6: Le diagramme des moments fléchissant à L'ELU

Figure III.1.7 : Le diagramme des efforts tranchants

Figure III.1.8 : Section rectangulaire

Figure III.1.9: Section rectangulaire (b_0h)

Figure III.1.10 : Plan de ferrailage de poutrelle

Figure III.1.11 : Le diagramme des moments fléchissant à L'ELS

Figure III.1.12 : Le diagramme des efforts tranchants

Figure III.2.1 : Coupe verticale d'un escalier

Figure III.2.2 : Schéma statique de l'escalier.

Figure III.2.3: Schéma statique a L'ELU

Figure III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.2.5: Schéma statique d'escalier a l'ELS.

Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.2.7: Ferrailage des escaliers

F Fig. III-3-2 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

Figure III.3.3: Schéma statique de la poutre palière a l'E.L.S

Figure III.3-4 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

Figure III.3-5 : Ferrailage de la poutre palière.

Figure III.3.1 : Schéma statique de la poutre palière.

Figure III.4.1 : Schéma statique de l'acrotère

Fig. III.4.2 : Diagramme des efforts internes

Fig. III.4.3 : Coupe transversale de l'acrotère

Figure III.4.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Figure III.5.1 : Schéma statique de la dalle salle machine.

Figure III.5.2 : Les moments et les coefficients en travée et aux appuis

Figure III.5.3: Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Figure III.6.1 : Schéma statique du balcon.

Figure III.6.2 : Chargement a l'E.L.S.

Figure III.6.3 : Ferrailage de la dalle pleine Balcon.

Figure III.7.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

Figure III.7.2 : Schéma statique de la poutre de chaînage

Figure III.7.3: Diagramme de l'effort tranchant

Figure III.7.4 : Diagramme du moment fléchissant

Figure III.7.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants .

Figure IV.1 : Identification des paramètres.

Figure IV-2 : Coupe des voiles en plan.

Figure IV-3 : Trapèze de calcul

Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires.

Figure V.1 : Disposition des voiles

Figure V.2 : Modèle 3D de la structure

Figure VI -1: Vue en 3 dimensions de la structure

Figure VI .2 : Spectre de réponse.

Figure VI.3 : Translation suivant x-x

Figure VI.4 : Translation suivant y-y

Figure VI.5 : Translation suivant z-z

Figure VI -6 : Justification de la période et les masses participantes.

Figure. VII-1- Caractéristiques et sollicitation de la section

Figure VII -2- Résultat de calcul de la section d'armature

Figure VIII.1 : Schéma statique des poutres

Figure VIII.2: Schéma statique des poutres

Figure IX.1 : Section extérieurement comprimé

Figure IX.2 : Section partiellement comprimé

Figure IX.3 : Section entièrement tendue

Figure. IX.4: Disposition des armatures verticales.

Figure X.1 : Diagramme des contraintes

Figure XI.1 : Dimensions d'une fondation

Figure XI.2 : Coupe verticale du radier

Figure XI.3 : Diagramme des contraintes

Figure XI.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Figure XI.5 : Schéma statique du débord

Figure XI-6: La répartition des charges dans le panneau

.

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Le Coefficient k dépendant du risque de l'ouvrage.

Tableau II.1 : Vérifications RPA

Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage courant.

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente du mur extérieur.

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente du mur intérieur.

Tableau II.6 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.

Tableau II.7 : Charges d'exploitation.

Tableau II.8 : Coefficients de dégression des surcharges.

Tableau: II-9 .Résumé des sections obtenues par la descente des charges

Tableau II.10 : Différents sections des poteaux adoptées

Tableau II.11 : Vérification au risque de flambement.

Tableau III.1.1 : les moments aux appuis

Tableau III.1.2: Les moments aux travées.

Tableau III.1.3 : Les efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.1.4 : Les efforts tranchants à l'E.L.S.

Tableau III.2.1 : Charge permanente du palier

Tableau III.2.2 : Charge permanente du volée.

Tableau III.5.1 : Ferrailage de la dalle salle machine

Tableau III.5.2 : Sections adoptées aux appuis et en travées Conclusion a l'E.L.S

Tableau III.5.3 : Vérification DE L'état de contrainte dans le béton et les aciers

Tableau III.6.1 : Charges permanentes du balcon.

Tableau III.6.2 : Charge concentrée du balcon.

Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X

Tableau IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Tableau IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Tableau IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Tableau IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Tableau IV-8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

Tableau IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

Tableau IV-10 : Section des aires et position du CDG.

Tableau IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Tableau IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Tableau IV-13 : Les inerties moyennes.

Tableau VI - 1 : Valeurs de pénalités P_q dans le sens x-x et y-y

Tableau VI -2 : Déplacements inter-étage

Tableau VI -3 : Le poids total de la structure

Tableau VI - 4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Tableau VI - 5 : Vérification de l'excentricité théorique

Tableau VI.6 : Récapitulatif de l'effet P- Δ

Tableau VI.6 : Résumé des charges horizontales revenant aux voiles et portiques

Tableau VI.87 : Résumé des charges verticales revenant aux voiles et portique.

Tableau VII-1 : Section des armatures.

Tableau VII.2: Sections des armatures transversales

Tableau VII.3. : Vérification au cisaillement

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes.

Tableau VII.5 : Ferrailage des poteaux

Tableau VIII..1: Ferrailage des poutres Principales à l'E.L.U

Tableau VIII..2: Ferrailage des poutres secondaires à l'E.L.U.

Tableau VIII.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres principales

Tableau VIII.4: Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres secondaires

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile de 4m

Tableau VIII.2 : Ferrailage du voile de 0.95 m.

Tableau VIII.3 : Ferrailage du voile de 1.13 m.

Tableau VIII.4 : Ferrailage du voile de 1.10 m.

Tableau X.1. : Les contraintes a l'E.L.U et a l'E.L.S.

Tableau X.2 : Ferrailage : vérification du voile périphérique

Tableau X-4 des contraintes a l'ELS

Tableau XI.1: Surface de la semelle filante sous voiles

Tableau XI.2: Détermination de la résultante des charges.

Tableau XI.4 : vérification des contraintes

Tableau XI.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

Tableau XI.6 : Vérification de la condition de non fragilité

Tableau XI.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens x-x

Tableau XI.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicité sens y-y

Tableau XI.9 : ferrailage des nervures

Tableau XI.10: Vérification a l'E.L.S.

Tableau XI.8 : Les moments et efforts tranchant a l'E.L.S et E.L.U.

SOMMAIRE :

- **Introduction.**
- **Chapitre I :** Présentation de l'ouvrage.....1
- **Chapitre II :** Pré-dimensionnement des éléments.....9
- **Chapitre III :** Calcul des éléments :
 - **III.1. Les planchers**.....25
 - **III.2. Les escaliers**36
 - **III.3. La poutre palière**.....48
 - **III.4. L'acrotère**..... 54
 - **III.5. La dalle salle machine**.....61
 - **III.6. Les balcons**.....67
 - **III.7. La poutre de chaînage**.....72
- **Chapitre IV :** Étude du contreventement.....80
- **Chapitre V :** Modélisation de la structure (ETABS).....108
- **Chapitre VI :** Vérification des exigences du RPA99.....116
- **Chapitre VII.** Ferrailage des poteaux.....134
- **Chapitre VIII.** Ferrailage des poutres145
- **Chapitre IX.** Ferrailage des voiles.....157
- **Chapitre X :** Étude du voile périphérique.....175
- **Chapitre XI :** Étude de l'infrastructure.....179
- **Conclusion.**
- **Bibliographie.**

Introduction :

Dimensionner, calculer et implanter un ouvrage de Génie Civil requière plusieurs étapes. L'ingénieur est tenu de considérer Toutes les étapes en se référent aux règlements en vigueur. C'est dans cette optique que notre projet, qui consiste en l'étude d'un bâtiment en (R+8+2SS) s'inscrit.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié99) afin d'assurer la résistance, la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

Comme l'imposent les règlements en vigueur dans notre pays, notre structure est contreventée par des voiles et des portiques afin de reprendre les charges verticales et horizontales.

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en (R+8+2SS) à ossature en Béton Armé réalisés en portique mixte, poteaux, poutres et voiles.

I.2. La zone d'implantation :

Le projet est situé à MEKLA, wilaya de TIZI-OUZOU en Zone sismique IIa d'après la classification établie par le RPA 99version 2003. Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré par des portiques et voile.

I.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale : $L = 19.40$ [m]
- Largeur totale : $l = 19.40$ [m]
- Hauteur de 1^{er} sous-sol : $h = 3,74$ [m].
- Hauteur de 2em sous-sol : $h = 4,59$ [m]
- Hauteur du RDC : $h = 4,08$ [m].
- Hauteur du 1^{er} au 8eme étage : $h = 3,06$ [m].
- Hauteur totale : $H = 36,89$ [m].

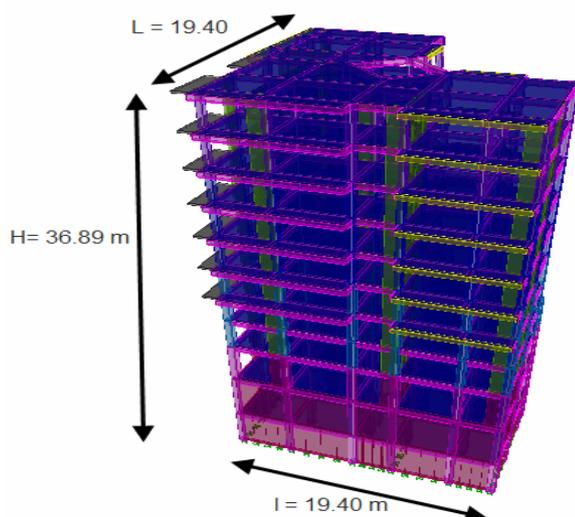


Figure I.1 : Présentation du projet en 3D

I.4. La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

Les règlements utilisés dans la présente note de calcul sont

- D.T.R–B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R–B.C.2.331 : règles de calcul des fondations superficielles.
- D.T.R–B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).
- Règles BAEL91 (modifié99).

Les unités utilisées sont les suivantes :

Présentation de l'ouvrage

Mètre (m) pour les dimensions des blocs, des travées et des dimensions des éléments.

- Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h.b.d. etc. ...)
- Tonne (t) et (KN) pour les charges appliquées (G. Q. S. etc....)
- Tonne-mètre (t.m) et (KN.m) pour les moments fléchissant
- Centimètre carré (cm²) pour les sections d'acier

I.5. Les éléments de l'ouvrage :

I.5.1 Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers:

Planchers en corps creux : les planchers de notre bâtiment seront réalisés avec des poutrelles préfabriquées (béton armé) et des entrevous (ou hourdis) supportant une dalle de compression de faible épaisseur.

Dalles pleines : Sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

I.5.2 Les escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pied entre différents niveaux d'un bâtiment. Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers droits composés de deux volées avec un palier de repos.

Présentation de l'ouvrage

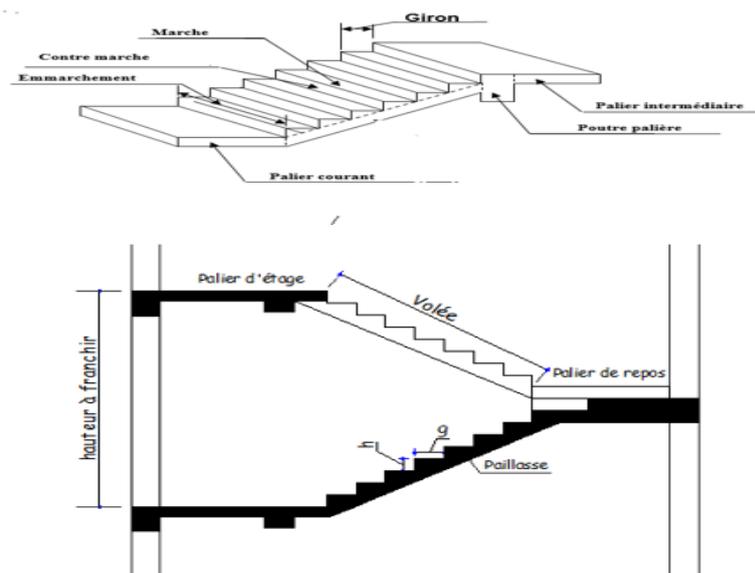


Figure I.2 : Caractéristiques d'un escalier droit

I.5.3 Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur Place.

I.5.4 La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm
- L'acrotère C'est un mur situé en bordure de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé 70 cm de hauteur.

I.5.5 Revêtement : il sera réalisé en :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.5.6 Les voile :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

I.5.7 Système de coffrage : On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

Présentation de l'ouvrage

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

I.6 Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent reprendre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I.6.1 Le béton

- La densité de béton armé utilisé est de 2500 kg /m³.
- Le béton utilisé est usuelle.
- Le dosage en ciment étant de 350 kg/m³, la contrainte nominale de compression à 28 jours est prise égale à 25 MPA, valeur qui est à la portée de toutes les entreprises moyennant un contrôle minimum des constituants et du malaxage.

I.6.1.a. résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée **f_{c28}**, après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit à écraser n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

$$\text{La résistance moyenne est : } f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n - 1}}$$

$$\text{Coefficient de variation : } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :
f_{c28c} = \bar{f}_c - k.S

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
k	2.33	1.64	1.28	0.80	0

Tableau I.1 : le Coefficient k dépendant du risque de l'ouvrage.

- k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64.
- ✓ **Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de f_{c 28}= 25 MPa.**

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour j ≤ 28 jours , elle est déterminée est calculée comme suit:(**BAEL91/A.2.1,11**)

Présentation de l'ouvrage

$$F_{Cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{Cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \cdot f_{c28} \quad \text{POUR } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

1.6.1. b La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{ij} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante

$$f_{ij} = 0,6+0,06f_{cj} \text{ (BAEL 91, art A.2.1,12)}$$

$$f_{i28} = 0,6+0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

1.6.2 les contraintes limites :

1) Contrainte limites de compression : (BAEL 91, art A.4.3,41)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante

$$f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

2) Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.1.21 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$ pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$ pour la fissuration préjudiciable

3) Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}.$$

1.6.3 Module d'élasticité :

1.6.3.1 Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

a .Module d'élasticité instantané :(art A-2.1.21 BAEL 91)

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$.

Présentation de l'ouvrage

b. Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 91).

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

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $E_{ij} = 10818.86\text{MPa}$.

I.6.3.2 Module d'élasticité transversale :

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

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

❖ Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$, Il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I.6.3.3 États limites :

a. États limites ultimes (E.L.U) (CBA93 Art A.4.3).

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des

États suivants :

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

$$f_{cb} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ [MPa]}.$$

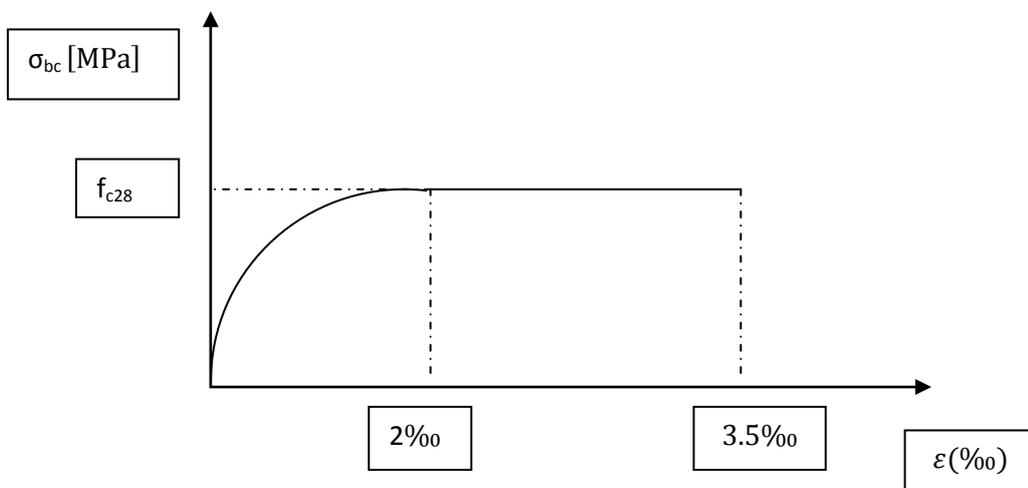


Figure I.3 : Diagramme simplifié contrainte déformations du béton à l'État limite ultime

Présentation de l'ouvrage

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ c'est une section entièrement comprimée.
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.
- Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton..

b. État limite de service (ELS) : (BAEL91/ Art 4.2)

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 :

- État limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée)
- État limite de déformation (pas de flèche excessive)
- État limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure

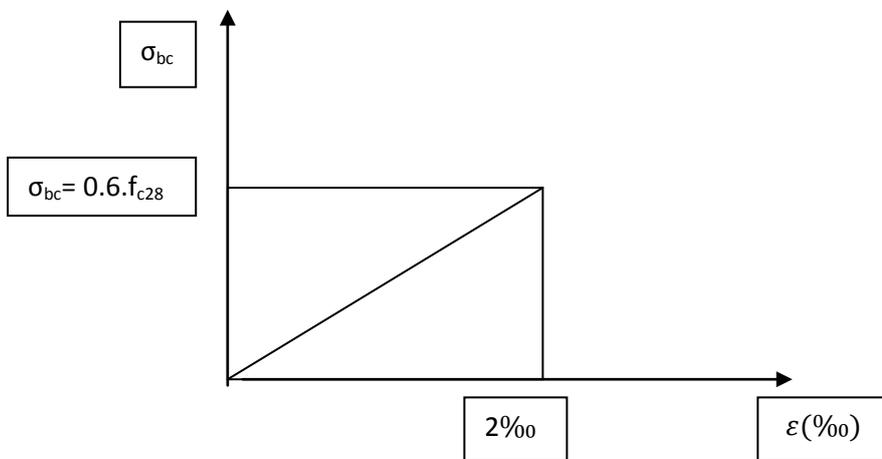


Figure I.4 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

- ❖ **Poids volumique de béton** : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :
 - 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
 - 2500 daN/m³ s'il est armé.

I.6.4. Les aciers

Les aciers utilisés sont les suivants :

Haute adhérence FeE400 pour les armatures longitudinales des poteaux, poutres et poutrelles.

Rond lisse FeE240 pour les armatures transversales des longrines, poteaux, poutres et poutrelles.

Treillis soudé 05 mm, 150 x 150 pour les dalles de compression.

Le module d'élasticité longitudinale est pris égal à : $E = 200\,000$ MPa.

Présentation de l'ouvrage

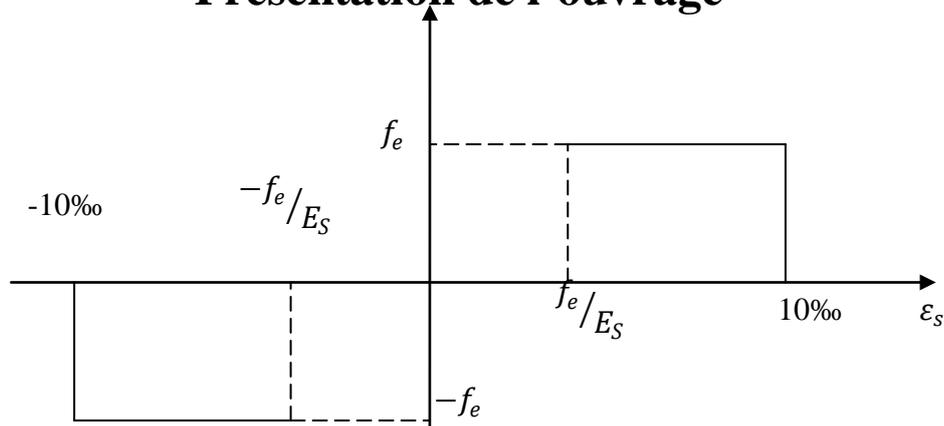


Figure I.5 : diagramme contraintes-Deformation de l'acier.

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans aciers. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable** : cas des éléments situés dans des endroits couverts tels que les locaux, et par conséquent, il n'y a pas de limitation de contraintes et on

$$\text{prend } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} .$$

- **Fissuration préjudiciable** : cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations.

$$\sigma_s = \xi = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)\right).$$

Avec : η : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi < 6 \text{ mm}$

- **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à des milieux agressifs ou doivent assurer une étanchéité.
- **I.6.5 Protection des armatures** : (BAEL 91, art A.7.2,4)

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

$C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, Canalisations).

$C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

Pré-dimensionnement des éléments

II- Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

Les sollicitations sont de deux types :

- les sollicitations verticales résultantes des charges permanentes et des surcharges qui empruntent le cheminement : planchers, poutrelles, poutres, poteaux sont finalement transmises au sol par l'intermédiaire des fondations.
- les sollicitations horizontales généralement sismiques ou dues aux charges climatiques doivent être reprises par des éléments dits contreventements, constitués par des portiques longitudinaux et transversaux auxquels on ajoute des voiles.

Ainsi le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature sera conduit selon les prescriptions de la réglementation du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 modifié 2003**.

II.1 Les planchers :

La hauteur des planchers de notre bâtiment, compte tenu de la description au chapitre ' I ' sera

donnée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$.

$L_{\max} = 4,95 - 0,25 = 4,70 \text{ m}$: Longueur maximale entre nus des appuis dans le sens considéré

$h_t = \frac{470}{22,5} = 20,88 \text{ cm}$: Hauteur totale du plancher.

On adoptera une hauteur normalisée de $h_t = 24 \text{ cm}$, soit un plancher (20+4) cm, dont 20cm qui est la hauteur du corps creux et 4cm c'est la hauteur de la table de compression.

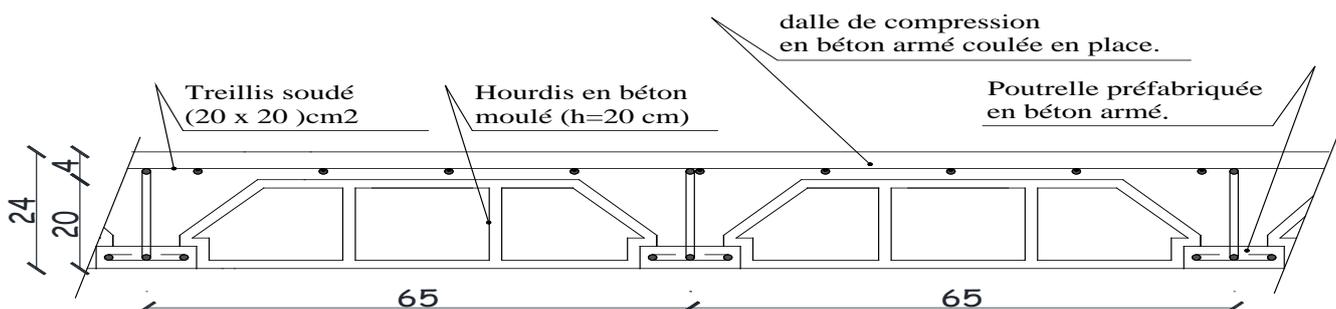


Figure II .1 : Plancher en béton armé avec poutrelle et hourdis (plancher semi-fabriqués)

Pré-dimensionnement des éléments

II.3 les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

$$h_t : \text{hauteur comprise entre : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$b : \text{largeur comprise entre : } 0,4h_t \geq b \geq 0,7h_t.$$

L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.3.1 Les poutres principales :

Elles ont pour longueur : $L_{\max} = 470 \text{ cm}$

$$\text{La hauteur de la poutre : } \frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$\rightarrow 31,33 \leq h_t \leq 47 \quad \rightarrow h_t = 45 \text{ cm.}$$

La largeur de la poutre :

$$(0,4 \times 45) \leq b \leq (0,7 \times 45)$$

$$18 \leq b \leq 31,5 \quad \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

II.3.2 Les poutres secondaires :

La hauteur de la poutre : $L_{\max} = 470 \text{ cm.}$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$31,3 \leq h_t \leq 47 \quad \rightarrow h_t = 45 \text{ cm.}$$

La largeur de la poutre :

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$18 \leq b \leq 31,5 \quad \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Section des poutres adoptées :

Poutres principales : **(30×45)**

Poutres secondaires : **(30×45)**

➤ Vérifications RPA :

Conditions	Poutres Principales	Poutres secondaires	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	OUI
$h \geq 30 \text{ cm}$	45	45	OUI
$h/b \leq 4,0$	1,5	1,5	OUI

Tableau II.1 : vérifications RPA.

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : $(30/45) \text{ cm}^2$.
- Les poutres secondaires : $(30/45) \text{ cm}^2$.

Pré-dimensionnement des éléments

II.4 L'acrotère :

1. Calcul de son poids propre :

$$G = \left[(0.1 \times 0.7) + (0.05 \times 0.1) + \left(0.025 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] \times 25 \times 1$$

$$G = 1,906 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

II.5 Les voiles :

Rôle des voiles et des murs :

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

On peut considérer deux types de voiles :

- ✓ Voile simple rectangulaire ;
- ✓ Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.

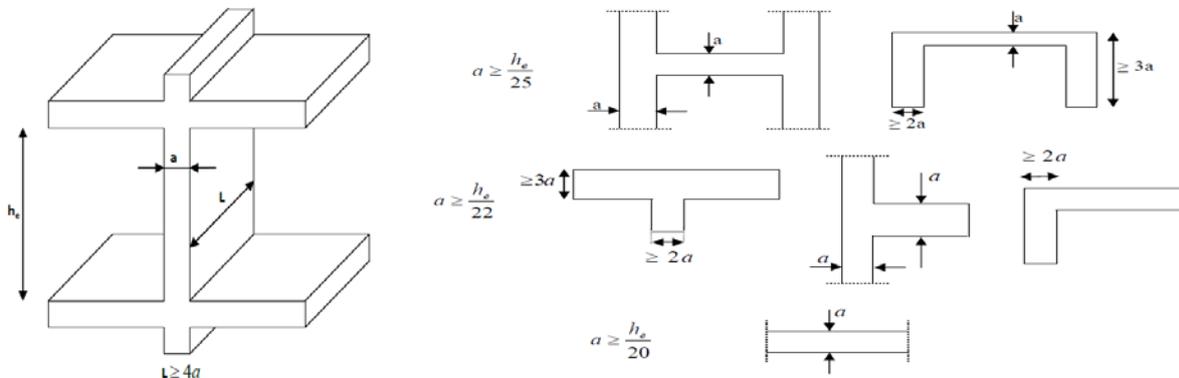


Figure II.2 : dimension de l'acrotère.

Figure II.3 : Différentes coupes des voiles

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/V2003, seuls les éléments structuraux ayant un rapport $L_{\min} \geq 4e$ sont considérés comme des voiles, dont leur épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15 cm.

L_{\min} : longueur minimale des voiles.

e : épaisseur du voile.

La hauteur du 1^{er} sous-sol : $H=374\text{cm}$

$$e > h/20 \quad e > 18,7\text{cm}$$

On opte pour : $e=25\text{cm}$.

- Vérification des exigences du RPA 99 modifié 2003(art .7.7-1) :

$$L_{\min} \geq 4.e.$$

$$L_{\min} = 130\text{cm}$$

Pré-dimensionnement des éléments

$$4e = (4 \times 25) = 100 \text{ cm}$$

- $L_{\min} > 4e$ Condition vérifiée.
- $e = 25 \text{ cm} > h/20$ Condition vérifiée.

La hauteur du 2^{me} sous-sol : H=459cm

$$e > h/20 \quad e > 22,95 \text{ cm}$$

On opte pour : e=25 cm.

- **Vérification des exigences du RPA 99 modifié 2003(art .7.7-1) :**

$$L_{\min} \geq 4.e.$$

$$L_{\min} = 130 \text{ cm}$$

$$4e = (4 \times 25) = 100 \text{ cm}$$

- $L_{\min} > 4e$ Condition vérifiée.
- $e = 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

La hauteur du RDC : H=408cm

$$e > h/20 \quad e > 20,40 \text{ cm}$$

On opte pour : e=25cm.

- **Vérification des exigences du RPA 99 modifié 2003(art .7.7-1) :**

$$L_{\min} \geq 4.e.$$

$$L_{\min} = 130 \text{ cm}$$

$$4e = (4 \times 20) = 80 \text{ cm}$$

- $L_{\min} > 4e$ Condition vérifiée.
- $e = 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

La hauteur des étages : H=306cm

$$e > h/20 \quad e > 15,30 \text{ cm}$$

Pour les étages on opte pour e=20cm

- **Vérification des exigences du RPA 99 modifié 2003(art .7.7-1) :**

$$L_{\min} \geq 4.e.$$

$$L_{\min} = 130 \text{ cm}$$

$$4e = (4 \times 20) = 80 \text{ cm}$$

- $L_{\min} > 4e$ Condition vérifiée.
- $e = 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

II.6 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 qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité avec :

$$N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$$

- Le RPA nous impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

- La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation

Pré-dimensionnement des éléments

- S : section transversale du poteau $\sigma_{bc} : 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

II.7 Les escaliers :

: Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l_1 : longueur de la paillasse projetée.

l_2 : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

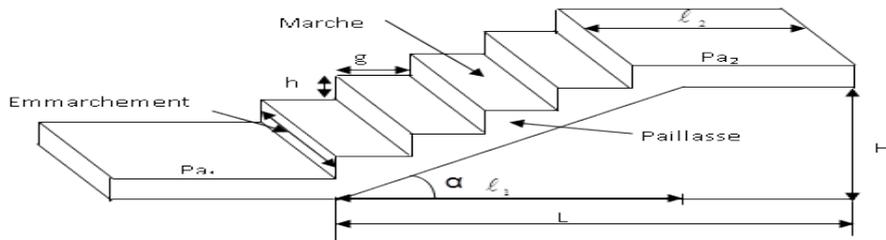


Figure II.4: Coupe verticale d'un escalier.

Pour pré dimensionner notre escalier on utilise la loi de BLONDEL (confort); qui lie la largeur de la marche « g » et la hauteur de la contre marche « h »

- $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$
- $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- $25 \leq g \leq 32$
- Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$
- Le nombre de giron : $m = n - 1$

A) Étage courant : H=3.06 m

On a $h=17 \text{ cm}$

❖ nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contres marches.

❖ Le nombre de marches : $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$ marches.

L'escalier est réparti en 2 volées de 9, 8 marches avec.

❖ L'embranchement : 1,40m.

❖ Le giron : $59 \leq g + 36 \leq 66 \rightarrow 25 \leq g \leq 32$ soit $g = 30 \text{ cm}$

❖ Largeur du palier du repos : $l_2 \geq 3g \rightarrow l_2 \geq 3 \times 30 = 90 \text{ cm}$. on prend $l_2 = 1,78 \text{ cm}$.

B) Rez de chaussée : H=4,08m

❖ Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$ contremarches.

❖ Le nombre de marches : $m = n - 1 = 24 - 1 = 23$ marches. L'escalier est réparties en 3 volées de 9, 6, 9 marches.

❖ Le giron : $59 \leq g + 36 \leq 66 \rightarrow 25 \leq g \leq 32$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

❖ L'embranchement : 1,40m.

❖ Largeur du palier du repos : $l_2 \geq 3g \rightarrow l_2 \geq 3 \times 30 = 90 \text{ cm}$. on prend $l_2 = 1,78 \text{ cm}$.

C) Sous-sol 1 : H= 3.74m

Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22$ contremarches.

Pré-dimensionnement des éléments

- ❖ Le nombre de marches : $m=n-1=22-1=21$ marches. L'escalier est répartie en 2 volées de 13 et 8 marches.
- ❖ Le giron : $59 \leq g+36 \leq 66 \rightarrow 25 \leq g \leq 32$ on prend $g=30\text{cm}$
- ❖ L'emmarchement 1,40m.
- ❖ Largeur du palier du repos : $l_2 \geq 3g \rightarrow l_2 \geq 3 \times 30 = 90\text{cm}$. on prend $l_2=1,78\text{m}$.

D) Sous-sol 2 : H= 4.59m

- ❖ Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27$ contremarches.
- ❖ Le nombre de marches : $m=n-1=27-1=26$ marches. L'escalier est réparties en 3 volées de 9, 9, 8 marches.
- ❖ Le giron : $59 \leq g+36 \leq 66 \rightarrow 25 \leq g \leq 32$ on prend $g=30\text{cm}$
- ❖ L'emmarchement : 1,40m.
- ❖ Largeur du palier du repos : $l_2 \geq 3g \rightarrow l_2 \geq 3 \times 30 = 90\text{cm}$. on prend $l_2=1,78\text{m}$.

II.8 Dalle pleine (Salle Machine) :

La résistance à la flexion :

Soit $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ avec l_x : le petit côté du panneau considéré.

l_y : le grand coté du panneau considéré.

- Si $\alpha \leq 0,4 \rightarrow$ le panneau travaille dans un seul sens : $h_0 \geq \frac{l_x}{25}$ avec h_0 : L'épaisseur de la dalle pleine.
- Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens : $h_0 \geq \frac{l_x}{30}$.

$L_y = 2,40\text{m}$; $l_x = 1,80\text{m}$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{2,40} = 0,75$$

On a $0,4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens $\Rightarrow h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{1,80}{30} = 0,06\text{ m} = 6\text{cm}$

$h_0 \geq 4,3\text{cm}$

✓ La résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 10cm

$$e_1 = 10\text{cm}$$

✓ L'isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse de plancher.

$$\text{Pour } M < 200\text{Kg/m}^2 \rightarrow L = 13,3 \log(10M)$$

$$\text{Pour } M > 200\text{Kg/m}^2 \rightarrow L = 15 \log M + 9$$

$$M = \rho \times V \Rightarrow V = M / \rho$$

$$V = e_2 \times l_x \times l_y \Rightarrow e_2 = M / \rho$$

M : la masse du plancher

V : le volume du plancher

ρ : La masse volumique du béton = 2500Kg/m^3

Donc pour avoir le confort acoustique de notre dalle, une masse surfacique est exigée

$$M = 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow e_2 = \frac{350}{2500} = 0,14\text{m} \quad \mathbf{e_2 = 14\text{cm}}$$

On prend l'épaisseur de la dalle pleine $e_d \geq \max(h_0, e_1, e_2) = (6, 10, 14)$

$\Rightarrow \mathbf{e_d = 15\text{cm}}$.

Pré-dimensionnement des éléments

II-9. Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2) :

II.9.1 Détermination des charges et surcharges 1. Charges permanentes

1.1. Les planchers :

a-1-Plancher terrasse inaccessible :

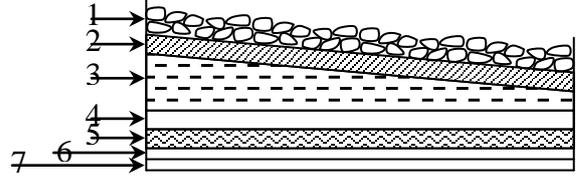


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Désignation	Épaisseur(m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (20+4)	0,21	/	3.20
7	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
			G_{tot}	6.23

Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

b) Plancher d'étage courant :

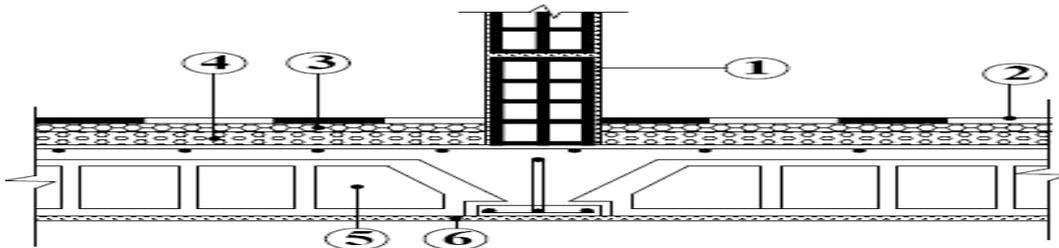


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher étage courant (cornes creux)

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Cloison en brique creuse	0,1	/	0.90
2	Revêtement carrelage	0,02	20	0.40
3	Mortier de pose	0,02	22	0.44
4	Couche de sable	0,02	20	0.40
5	Plancher en corps creux (20+4)	0.21	/	3.20
6	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
			G_{Total}	5.54

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage courant.

Pré-dimensionnement des éléments

1.2 Les Murs

a) Murs extérieurs

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

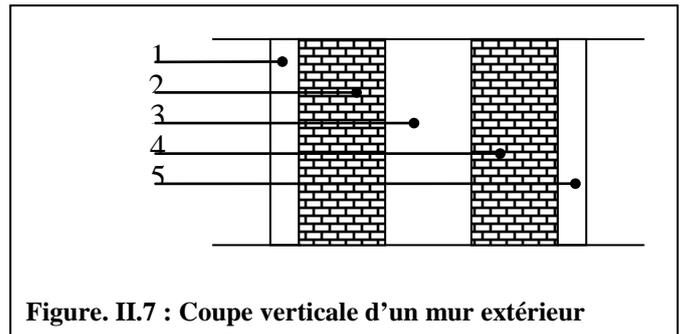


Figure. II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Enduit ciment	0,02	18	0.36
2	Briques creuses	0,15	/	1,35
3	Lame d'air	0,05	/	0.00
4	Briques creuses	0,10	0.09	0.90
5	Enduit plâtre	0,02	0.1	0.20
G_{Total}				2,81

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente du mur extérieur.

c) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

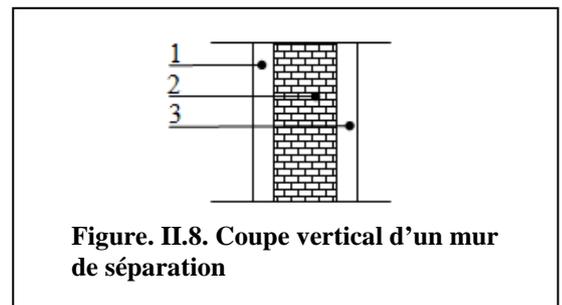


Figure. II.8. Coupe vertical d'un mur de séparation

N°	Désignation	Épaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN / m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	10	0.2
2	Briques creuses	0,10	/	0.9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0.2
G_{Total}				1,3

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente du mur intérieur.

1.3 Dalle pleine :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
G_{tot}=				5,39

Tableau II.6 : Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.

Pré- dimensionnement des éléments

B) -Surcharge d'exploitation : Les charges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Plancher terrasse inaccessible	1.00 KN/m ²
Plancher étage courant d'habitation	1.5 KN/m ²
Plancher à usage commercial	2 .5 KN/m ²
Balcon	3.5KN/m ²
Acrotère	1.00 KN/m ²
Escaliers et hall d'ascenseur	2.5 KN/m ²

Tableau II.7 :Charges d'exploitation.

II.5 : Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

II.6 : Calcules des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

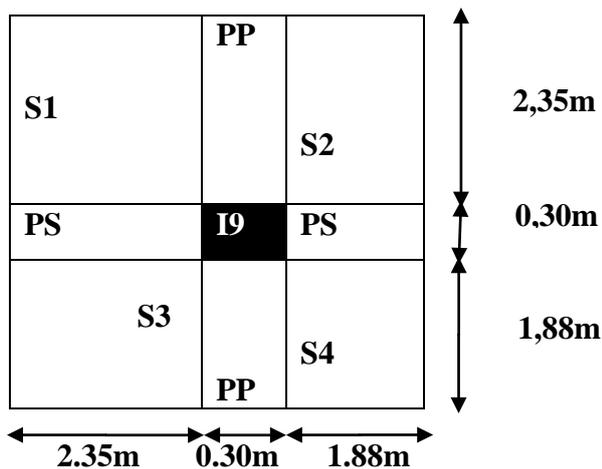


Figure II.9: surface revenant au poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité axe (I-9) :

$$S = S_p + S_{pp} + S_{ps}$$

Section du plancher:

$$S_p = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2,35 \times 2,35 = 5,52 \text{m}^2$$

$$S_2 = 2,35 \times 1,88 = 4,42 \text{m}^2$$

$$S_3 = 1,88 \times 2,35 = 4,42 \text{m}^2$$

$$S_4 = 1,88 \times 1,88 = 3,53 \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} S_1 = 5,52 \text{m}^2 \\ S_2 = 4,42 \text{m}^2 \\ S_3 = 4,42 \text{m}^2 \\ S_4 = 3,53 \text{m}^2 \end{array} \right\} S = 17,89 \text{m}^2$$

Section de la poutre principale :

$$S_{pp} = 0,3 \times (2,35 + 1,88) = 1,27 \text{m}^2$$

Section de la poutre secondaire :

$$S_{ps} = 0,3(2,35 + 1,88) = 1,27 \text{m}^2$$

$$S = 17,89 + 1,27 + 1,27 = 20,43 \text{m}^2$$

-La surface du plancher revenant au poteau considéré est **S = 20,43m²**.

-La surface d'exploitation du plancher revenant au poteau est :

Pré- dimensionnement des éléments

$$S' = [(2,35 + 0,30 + 1,88) \times (2,35 + 0,30 + 1,88)] = 20,52 \text{ m}^2 .$$

A) -Charges permanentes :

1) Poids des poutres :

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,45 \times (1,88 + 2,35) \times 25 = 14,28 \text{ KN}.$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = 0,30 \times 0,45 \times (1,88 + 2,35) \times 25 = 14,28 \text{ KN}.$$

D'où le poids des poutres est de :

$$G_p = 14,28 + 14,28 = 28,56 \text{ KN}.$$

- **Poids des planchers :**

Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = 17,89 \times 6,23 = 111,45 \text{ KN}.$$

Plancher étage courant :

$$G_{pe} = 17,89 \times 5,54 = 99,11 \text{ KN}.$$

3) Poids propre des poteaux :

$$G_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,38 \text{ KN}.$$

$$G_{ec} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}.$$

$$G_{S/Sol1} = 0,25 \times 0,25 \times 3,74 \times 25 = 5,84 \text{ KN}.$$

$$G_{S/Sol2} = 0,25 \times 0,25 \times 4,59 \times 25 = 7,17 \text{ KN}.$$

Surcharge des planchers :

Plancher terrasse inaccessible:

$$Q_0 = S' \times 1,00 = 20,52 \times 1,00 = 20,52 \text{ KN}$$

Plancher à usage d'habitation :

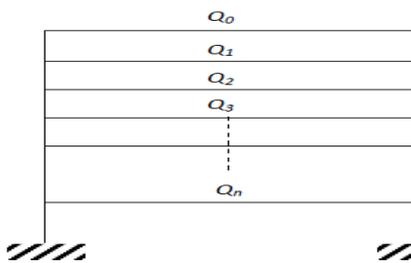
$$Q_{ss1} = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = S' \times 1,5 = 20,52 \times 1,5 = 30,78 \text{ KN}$$

Planchers à usage commercial :

$$Q_{ss2} = Q_{RDC} = Q_1 = S' \times 4 = 20,52 \times 4 = 82,08 \text{ KN}$$

II.8-Loi de dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : (DTR BC 2-2/6-1) Soit :



Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment : Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

$$\Sigma Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \Sigma_{i=5}^n Q_i \text{ pour } 5 \geq n$$

$$\Sigma_0 = Q_0$$

Pré- dimensionnement des éléments

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2)$$

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

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	T	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous sol ₁	Sous Sol ₂
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65	0,63

Tableau II.8 : Coefficients de dégression des surcharges.

Calcul des surcharges selon la loi dégression :

Niveau	
8	$Q_0 = 1 \times 20,52 = \mathbf{20,52KN}$
7	$Q_0 + Q_1 = 20,52 + 30,78 = \mathbf{51,3KN}$
6	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 20,52 + 0,95(2 \times 30,78) = \mathbf{79,00KN}$
5	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 20,52 + 0,90(3 \times 30,78) = \mathbf{103,63}$
4	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 20,52 + 0,85(4 \times 30,78) = \mathbf{125,17KN}$
3	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 20,52 + 0,80(5 \times 30,78) = \mathbf{143,64KN}$
2	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 20,52 + 0,75(6 \times 30,78) = \mathbf{159,03KN}$
1	$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 20,52 + 0,714(6 \times 30,78 + 51,3) = \mathbf{189,01KN}$
R D C	$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 20,52 + 0,687(6 \times 30,78 + 2 \times 51,3) = \mathbf{212,42KN}$
S S 2	$Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 20,52 + 0,667(6 \times 30,78 + 3 \times 51,3) = \mathbf{246,35KN}$
S S 1	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 20,52 + 0,65(6 \times 30,78 + 3 \times 51,3 + 30,78) = \mathbf{260,60KN}$

Tableau: II-9 .Résumé des sections obtenues par la descente des charges

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

<II.9.1.Vérification :

1. Vérification relative au coffrage :

La vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1), En Zone IIa nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.

Pré- dimensionnement des éléments

Niveaux	Charges permanentes KN					Charges exploitations KN		Efforts normaux N=Gc+Q c	Section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q [KN]	Q cum		Sections trouvées Ns/ (0,6xfc28)	Sections adoptées
8	111,45	28,56	H*0,25*0,25*25=4.78	144.79	144.79	20,52	20,52	165,31	110.21	40X40
7	99 ,11	28,56	4,78	132,45	397.76	51,3	71 ,82	469.58	313.05	40X40
6	99 ,11	28,56	4.78	132,45	530.21	79,00	150,82	681.03	454.02	45X45
5	99 ,11	28,56	4.78	132,45	662.66	103,63	254,45	917,11	611.41	45x45
4	99 ,11	28,56	4.78	132,45	795.11	125,17	379,62	1174.73	687,69	45x45
3	99 ,11	28,56	4.78	132,45	927 .56	143,64	523,26	1450.82	967.21	50x50
2	99 ,11	28,56	4.78	132,45	1060	159,03	682,29	1742.29	1161.5	50x50
1	99 ,11	28,56	4.78	132,45	1192.46	189,01	871,3	2063.76	1375.84	50x50
RDC	99 ,11	28,56	6.38	134,05	1326.51	212,42	1083,72	2410 .23	1606.82	55x55
SS ₁	99 ,11	28,56	7.17	134,84	1461.35	246,35	1330,07	2791.42	1860.95	55x55
SS ₂	99 ,11	28,56	5,84	133,51	1594.86	260,60	1590 .67	3185.53	2123,69	55x55

Tableau II.10 : différents sections des poteaux adoptées

Pré-dimensionnement des éléments

Min (25×25) = 25=25cm

- Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- Min (25x25) = 25 ≥ h_e/20

➔ Condition vérifiée.

Avec h_e : la hauteur libre du poteau.

Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$

Pour le sous-sol 1 : h_e=374cm

- Min (55,55)=55cm ≥ 374/20=18,7 cm
- 1/4 < b / h=55/55= 1 < 4

➔

Condition vérifiée.

➔

Condition vérifiée.

pour le sous-sol 2 : h_e=459cm

- Min (55,55)=55cm ≥ 459/20=22,95cm
- 1/4 < b / h=55/55 = 1 < 4

➔

Condition vérifiée.

➔

Condition vérifiée.

pour le RDC : h_e=408cm

- Min (55,55)=55cm ≥ 408/20=20.4 cm
- 1/4 < b / h=55/55 = 1 < 4.

➔

Condition vérifiée.

➔

Condition vérifiée.

Pour le 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étages: h_e=306cm

- Min (50,50)=50cm ≥ 306/20=15.3 cm
- 1/4 < b / h=50/50= 1 < 4

➔

Condition vérifiée.

➔

Condition vérifiée

Pour le 4^{ème} et 5^{ème} 6^{ème} étages h_e=306cm

- Min (45x45)=45cm ≥ 306/20=15,3cm
- 1/4 < b / h=45/45 = 1 < 4.

➔

Condition vérifiée

➔

Condition vérifiée.

Pour le 7^{ème} et 8^{ème} étages : h_e=306cm

- Min(40x40)=40cm ≥ 306/20=15,5cm
- 1/4 < b / h =40/40 = 1 < 4.

➔

Condition vérifiée

➔

Condition vérifiée.

B. Vérification au flambement :

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

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

λ: Élancement du poteau.

l_f: Longueur de flambement (l_f = 0,707 l₀).

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

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

B: Section transversale du poteau (B = hxb).

l₀: Longueur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0.707l_0\sqrt{12}}{b} \approx \frac{2.45l_0}{b}$$

Pré- dimensionnement des éléments

Étage	Sous-sol 1	Sous-sol 2	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} et	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} et	8 ^{ème} et 7 ^{ème}
I₀	3.74-0.45= 3.29	4.14	3.63	2.61	2.61	2.61
I_f(m)	2.32	2.93	2.57	1.85	1.85	1.85
Section des poteaux (cm²)	55X55	55X55	55X55	50X50	45X45	40X40
$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	14.65	18.44	16.17	12.80	14.21	15.98
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Tableau II.11 : Vérification au risque de flambement.

$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ La condition est vérifiée pour tous les poteaux, donc pas de risque de flambement.

➤ **Conclusion :**

Une fois les calculs nécessaires pour le pré-dimensionnement des éléments achevés, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher **h_t = 24cm**, soit un plancher de **(20 + 4) cm**.
- Section des poutres principales **(30x45) cm²**.
- Section des poutres secondaires **(30x45) cm²**.
- **épaisseur des voiles :**
 - RDC, sous-sol 1 et 2 : **a=25cm**.
 - Étages courants : **a=20cm**.
- **Sections des poteaux :**
- Sous-sol 1 et 2 et RDC : **(55x55) cm²**.
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage : **(50x50) cm²**.
- 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : **(45x45) cm²**.
- 7^{ème} et 8^{ème} étage : **(40x40) cm²**.

Calcul des éléments

III-1-Les planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux (20+4), dont les poutrelles sont, des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, (sens Longitudinal). Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité. Il est constitué :

- **Nervures (poutrelles) de section en T** : elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est égale à **65cm**.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu, et comme isolant phonique, sa hauteur est de 20cm.
- **Dalle de compression** : son épaisseur est de 4 cm, réalisé en béton, comportant un quadrillage d'armature ayant pour but :
 - limité le risque de fissuration par retrait ;
 - résister aux efforts des charges appliqués sur les surfaces réduites

III-1-1 Calcul des poutrelles :

- Calcul de la largeur de la table de compression :

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}; \frac{L'-b_0}{2}; \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right), \text{ Avec :}$$

L : longueur libre entre nus d'appuis (495 cm)

L' : longueur entre axe des poutrelles (65cm)

b₀ : largeur de la poutrelle (12 cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (5cm)

$$b_1 = \frac{L}{10} = \frac{495}{10} = 49,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L'-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{495}{2} = 165 \text{ cm}$$

Donc :

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

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

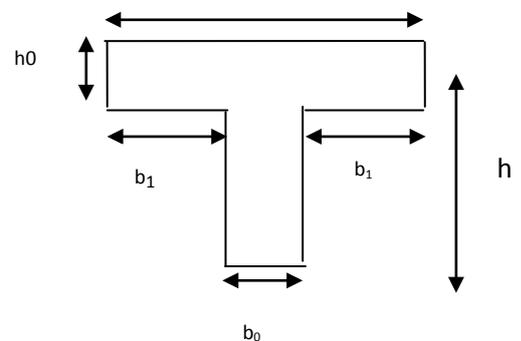


Figure III.1 : table de compression

- Ferrailage de la dalle de compression :

Notre dalle de compression a une épaisseur de 5cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm (5pm) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33cm (3pm) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

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

(L' : entre axe des poutrelles).

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{4L'}{F_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec : } e = 20 \text{ cm}$$

-Armature parallèles aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{A_1}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec : } e = 20 \text{ cm}$$

Conclusion : On optera pour un treillis soudé **TLE 520 de dimension (20x20)cm²**.

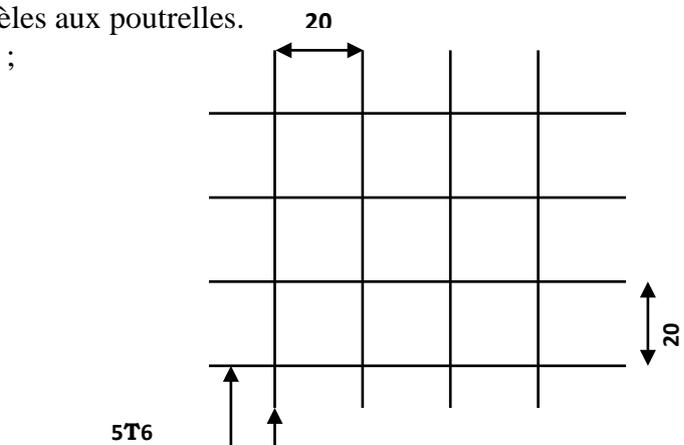


Figure III.2 : Ferrailage de la dalle de compression.

Calcul des éléments

III-1-2. Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- D'où : $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge due a la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

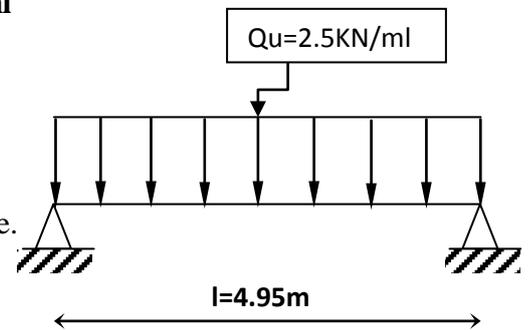


Figure III.3 :Schéma statique de la travée la plus défavorable.

III-1-3- Calcul a l'E.L.U :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

III-1-4 Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

a- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.95)^2}{8} = 7.66 \text{ KN.m}$$

b- Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4.95}{2} = 6.19 \text{ KN}$$

$$M_u = 7.66 \text{ KN.m}$$

III-1-5 Ferrailage :

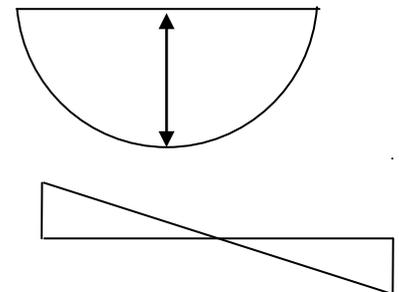
Soit : $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

La hauteur utile est donc : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.66 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 11.23 > 0.392 \rightarrow \text{section doublement armée (S. D. A.)}$$

$T = 6.19 \text{ KN}$



III-1-6 Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires :

Le moment limite correspondant a une S.S.A (section simplement armée) est égale à :

$$M_{ul} = \mu_l \times b \times d_2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times 0.22 \times 14.2 \times 10^3 = 0.32 \text{ KN.m}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{M_{ul} \times 8}{q_u}} \Rightarrow L_{max} = \sqrt{\frac{0.32 \times 8}{2.5}} = 1 \text{ m}$$

$$L_{max} = 100 \text{ cm}$$

Donc on opte pour un espacement de 100 cm

III-1-7 Étape 2 :Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle travaille comme une poutre continue en T éncastée partiellement a ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

Plancher de l'étage courant :

Charges et surcharges :

- Poids propre du plancher : $G = 5.54 \times 0.65 = 3.60 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

Calcul des éléments

1- Méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthodes forfaitaires
- Méthodes des trois moments
- Méthodes de Caquot.

2- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}\}$$

- 1) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les Travées.
- 2) La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable
- 3) Les Portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

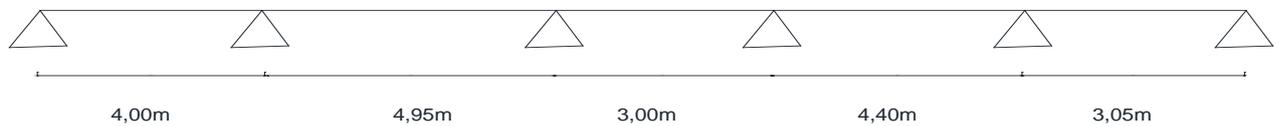


Figure III.4 : Les portées successives des travées.

$$\frac{400}{495} = 0.80 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{495}{300} = 1.65 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{300}{440} = 0.68 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{440}{305} = 1.44 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Il suffit qu'un rapport $\frac{l_i}{l_{i+1}}$ ne soit pas vérifié pour dire que la méthode forfaitaire n'est pas applicable pour le calcul des moments. Donc on essayera avec la méthode des trois moments.

3- Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

✓ **Pour l'appui :**

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_{il} \times l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{4} \right]$$

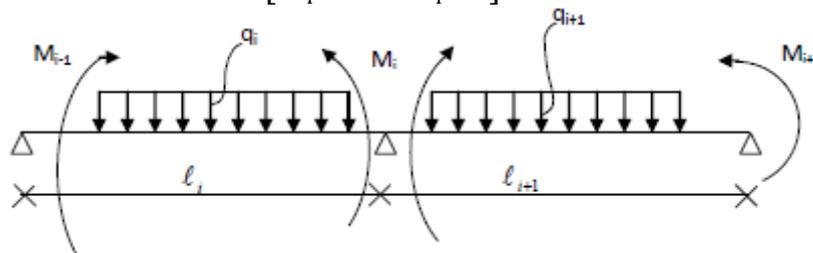


Figure III.5 : Méthodes des trois moments.

Calcul des éléments

✓ Pour la travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

4- Combinaison de charges :

ELU : $q_u = (1,35G+1,5Q) = 6.32 \text{ KN/ml}$

4-1 Calcul a l'E.L.U/

a) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$$8M_1 + 4M_2 = -101.12$$

$$4M_1 + 17.9M_2 + 4.95M_3 = -292.75$$

$$4.95M_2 + 15.9M_3 + 3M_4 = -234.29$$

$$3M_3 + 14.8M_4 + 4.4M_5 = -177.25$$

$$4.4M_4 + 14.9M_5 + 3.05M_6 = -179.42$$

$$3.05M_5 + 6.1M_6 = -44.83$$

Sous forme matricielle, on a :

$$\begin{pmatrix} 8 & 4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 17.9 & 4.95 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.95 & 15.9 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 14.8 & 4.4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.4 & 14.9 & 3.05 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.05 & 6.1 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} -101.2 \\ -292.75 \\ -234.29 \\ -177.25 \\ -179.42 \\ -44.83 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -6.51 \\ -12.26 \\ -9.54 \\ -7.26 \\ -9.35 \\ -2.67 \end{pmatrix}$$

Appuis	$L_i(m)$	$L_{i+1}(m)$	$q_i=q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_{ii} \times l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{4} \right]$	M_i (KN.m)
1	0	4	6,32	$8M_1 + 4M_2 = -101,12$	-6.51
2	4	4,95	6,32	$4M_1 + 17.9M_2 + 4.95M_3 = -292.75$	-12.26
3	4,95	3	6,32	$4.95M_2 + 15.9M_3 + 3M_4 = -234.29$	-9.54
4	3	4,40	6,32	$3M_3 + 14.8M_4 + 4.4M_5 = -177.25$	-7.26
5	4,40	3,05	6,32	$4.4M_4 + 14.9M_5 + 3.05M_6 = -179.42$	-9.35
6	3,05	0	6,32	$3.05M_5 + 6.1M_6 = -44.83$	-2.67

Tableau III.1.1 : les moments aux appuis.

b) Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = (-6.51) - (1/3) \times (-6.51) = -4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-12.26) - (1/3) \times (-12.26) = -8,17 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-9.54) - (1/3) \times (-9.54) = -6,36 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-7.26) - (1/3) \times (-7.26) = -4.84 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-9.35) - (1/3) \times (-9.35) = -6,23 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = (-2.67) - (1/3) \times (-2.67) = -1,78 \text{ KN.m}$$

Calcul des éléments

c) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (1-x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : Position du point dont le moment est maximal, et elle est donnée par la relation qui suit :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

Les moments obtenus par la méthode des trois moments sont calculés pour un matériau homogène ; a cause de la faible résistance du béton a la traction qui peut provoquer la fissuration dans ce dernier, nous procéderons aux corrections suivantes :

- Augmentation de (1/3), pour les moments en travées.
- Diminution de (1/3), pour les moments aux appuis.

Travées	L (m)	qu (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M (x)	M _t (x) (KN.m)
1-2	4,00	6,32	-4.34	-8.17	1,85	$-3,16x^2+11,68x-4,34$	6,45
2-3	4,95	6,32	-8.17	-6.36	2,53	$-3,16x^2+14,86x-7,95$	9,41
3-4	3,00	6,32	-6,36	-4.84	1,58	$-3,16x^2+10,21x-6,19$	2,05
4-5	4,40	6,32	-4.84	-6.23	2,15	$-3,16x^2+13,22x-4,71$	9,11
5-6	3,05	6,32	-6.23	-1,78	1,76	$-3,16x^2+10,8x-6,07$	3,15

Tableau III.1.2: Les moments aux travées.

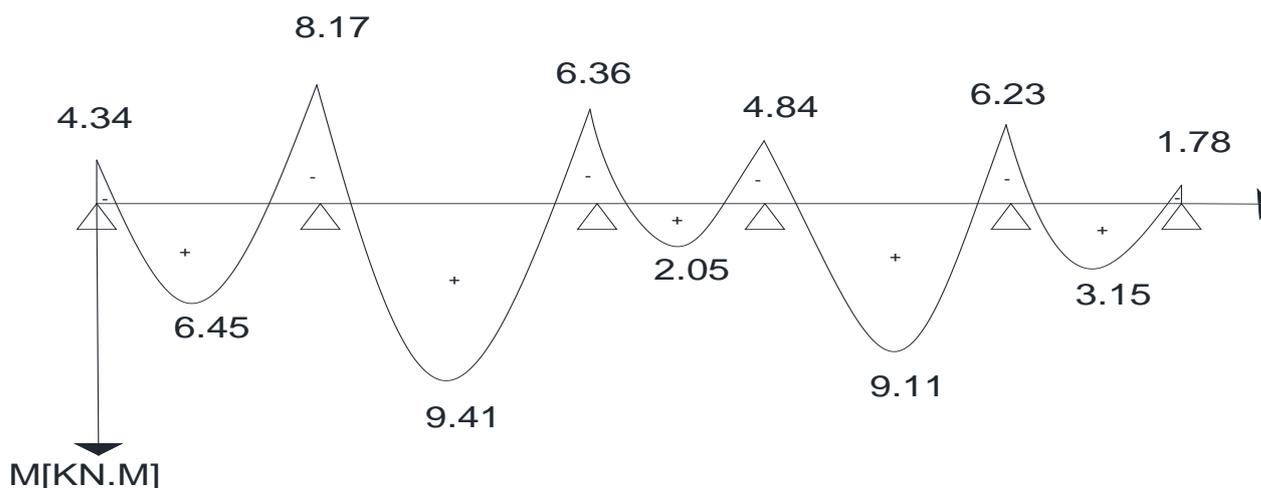


Figure III.6: Le diagramme des moments fléchissant à L'E.L.U.

d) Calcul des efforts tranchants : $V_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$; $V_{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

Travée	L (m)	Qu(KN/m)	M _I (KN/m)	M _{i+1} (KN/m)	V(x) KN	
					V _i (KN)	V _{i+1} (KN)
1-2	4,00	6,32	-4,34	-8,17	11,68	-13,59
2-3	4,95	6,32	-8,17	-6,36	16,01	-15,28
3-4	3,00	6,32	-6,36	-4,84	8,97	-8,97
4-5	4,40	6,32	-4,84	-6,23	13,57	-14,24
5-6	3,05	6,32	-6,23	-1,78	11,10	-8,18

Tableau III.1.3 : Les efforts tranchants à l'ELU

Calcul des éléments

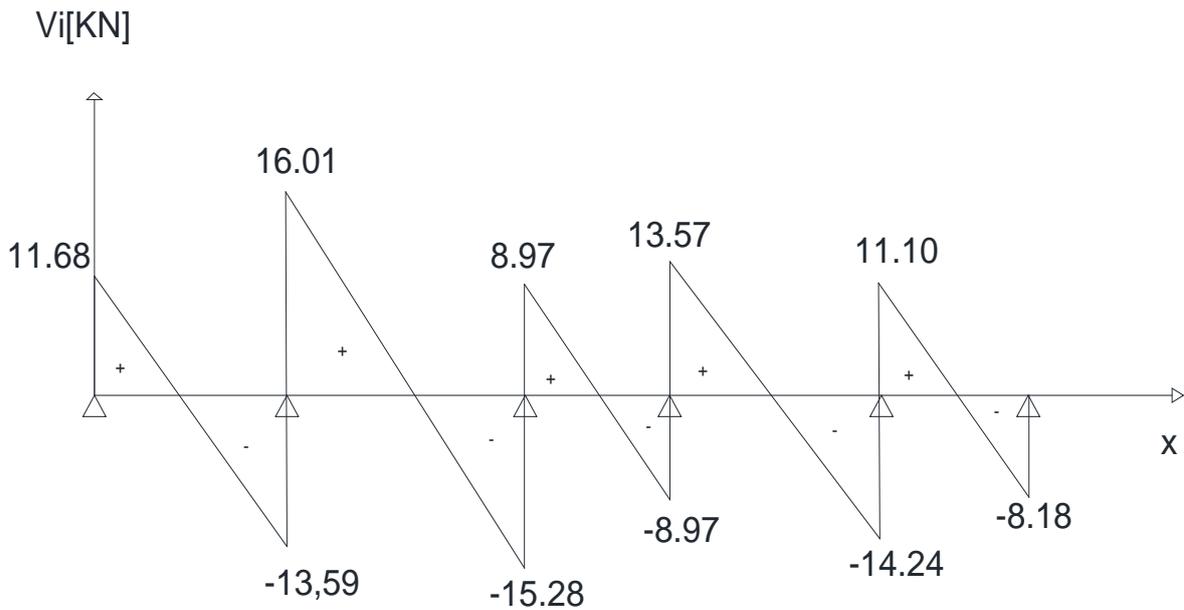


Figure III.7 : Le diagramme des efforts tranchants

CONCLUSION :

$$M_{ut}^{max} = 9,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 8,17 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 16,01 \text{ KN.}$$

III.5. Ferrailage à l'ELU :

1- Armatures longitudinales :

❖ **En travées :**

Le calcul en travée s'effectue pour une poutrelle de section en T avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm;}$$

Le moment équilibré par la table de compression est :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 73,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } M_{tmax} = 9,41 \text{ KN.m} < M = 73.84 \text{ KN.m}$$

Ce qui revient à dire que l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fera comme une section rectangulaire $b \times h$ (20x65) cm².

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,41 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14.2} = 0.021$$

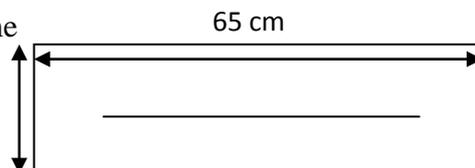
$$\mu = 0.021 < \mu_0 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

D'où : $\beta = 0.990$ par interpolation.

Figure III.8 : section rectangulaire

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,41 \times 10^3}{0.99 \times 22 \times 348} = 1.24 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$



Calcul des éléments

❖ Sur appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_{\text{amax}} = 8.17 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) ;

$$\mu = \frac{M_{\text{amax}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,17 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14.2} = 0.099 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.129 \rightarrow \beta = 0.9475$$

$$A_a = \frac{M_{\text{amax}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.17 \times 10^3}{0.9475 \times 22 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

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

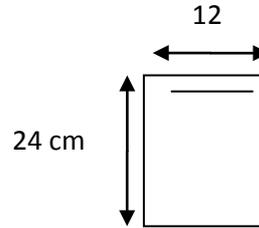


Figure III.9: Section rectangulaire ($b_0 h$)

Conclusion :

En travée : 3HA12 = 3.39 cm².

Aux appuis : 2HA12 = 2.26 cm².

2-Armature transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par : (BAEL. Art. A.7.2.1)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\text{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{21}{35}; \frac{12}{10}; 1.2 \right\} = 0.6 \text{ cm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisit un cadre de $\phi 8$

Avec $A_t = 2\phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$.

3-L'espace entre cadre :

$$S_{t1} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$= \min (0.9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{\phi_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.6 \times 400}{0.4 \times 12} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2})$$

$$S_t = \min (20 ; 50) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

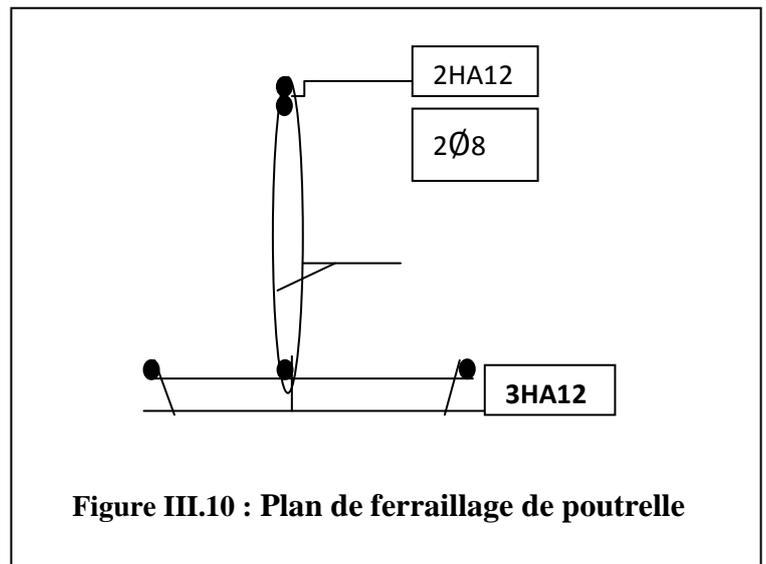


Figure III.10 : Plan de ferrailage de poutrelle

III.6. Vérification à l'E.L.U:

1- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/Art4.2) :

On doit vérifier que : $A \geq A_{\text{min}}$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

2- Vérification de la contrainte de cisaillement (Art.5.211/BAEL91 modifié 99) :

$$V_{\text{max}} = 16.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{16,01 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.61 \text{ MPa.}$$

La fissuration est considéré non préjudiciable, alors :

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Calcul des éléments

$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

3- Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement (Art.A.6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

Avec $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$ avec U_i : périmètre utile de la barre

A.N. : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

❖ **Aux appuis :**

$\sum U_i = 2 \times 3, 14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{16,01 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 75,36} = 1,07 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

❖ **En travée :**

$\sum U_i = 3 \times 3, 14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{16,01 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 113,04} = 0,72 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Pas de risque d'entraînements des barres.

III.7. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que

$$\frac{2V_u^{\max}}{b \times 0,9 \times d} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ ; Avec : } a \leq 0,9d$$

• **Appuis de rive :**

$1,35 \text{ MPa} \leq 13,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **Appuis intermédiaires : (Art. A.5.1.321/BAEL 91)**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est

$M_u < 0,9d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$0,9 \times d \times V_u^{\max} = 0,9 \times 0,220 \times 16,01 = 3,17 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 8,17 \text{ KN.M} > 2,2 \text{ KN.m}$$

Les armatures calculées sont suffisantes

III.8. Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$l_s = \frac{\phi_s f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa, } \psi_s = 1,5$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 422,5 \text{ mm} = 42,25 \text{ cm}$$

Longueur des crochets $l_a = 0,4 l_s$ (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

$$l_a = 0,4 \times 42,25 = 17 \text{ cm.}$$

III.9. Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge

$$\text{ELS : } q_s = (G+Q) = 4,58 \text{ KN/ml}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

Calcul des éléments

On a $q_u=6,32\text{KN} \rightarrow \frac{4,58}{6,32}=0,724$

1- Calcul des moments fléchissant ;

❖ Les moments aux appuis

$$M_1 = -4,34 \times 0,724 = -3,14 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -8,17 \times 0,724 = -5,92 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6,36 \times 0,724 = -4,60 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,84 \times 0,724 = -3,50 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -6,23 \times 0,724 = -4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -1,76 \times 0,724 = -1,27 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en travées

$$M_{t1} = 6,45 \times 0,724 = 4,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 9,41 \times 0,724 = 6,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 2,05 \times 0,724 = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 9,11 \times 0,724 = 6,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 3,15 \times 0,724 = 2,28 \text{ KN.m}$$

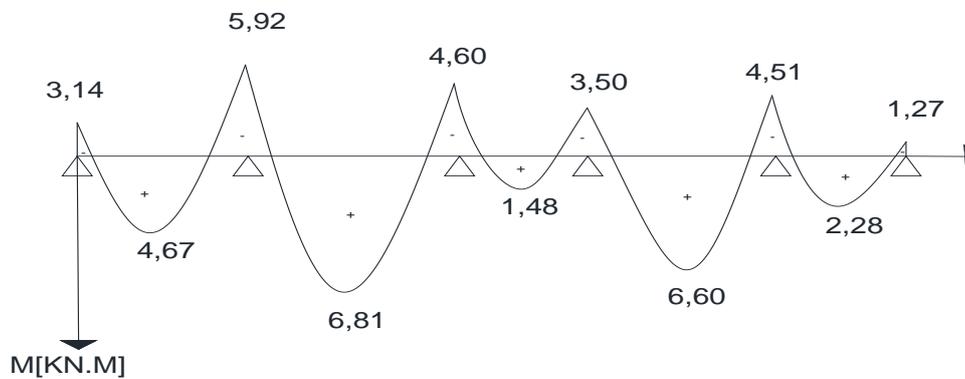


Figure III.11 : Le diagramme des moments fléchissant à L'ELS

Travées	L (m)	q_s (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ [KN]	
					V_i	V_{i+1}
1-2	4,00	4,58	-3,14	-5,92	8,46	-9,84
2-3	4,95	4,58	-5,92	-4,60	11,59	-11,06
3-4	3,00	4,58	-4,60	-3,50	6,49	-6,49
4-5	4,40	4,58	-3,50	-4,51	9,84	-10,31
5-6	3,05	4,58	-4,51	-1,27	8,04	-5,92

Tableau III.1.4 : Les efforts tranchants à l'E.L.S.

Calcul des éléments

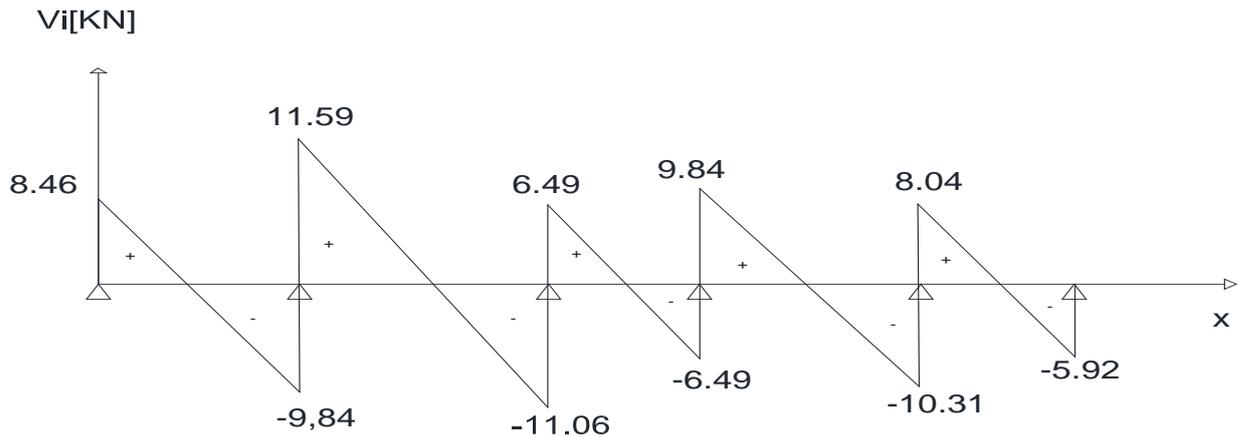


Figure III.12 : Le diagramme des efforts tranchants

Conclusion :

$M_{st}^{max} = 6,81 \text{ KN.m}$

$M_{sa}^{max} = 5,92 \text{ KN.m}$

$V_s^{max} = 11,59 \text{ KN}$

III.10. Vérification à l'E.L.S :

1- Les contraintes dans le béton et l'acier :

• Aux appuis :

❖ Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 X A_s X d} < \bar{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 X A_s}{b X d} = \frac{100 X 2,26}{12 X 22} = 0,856 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,868; \quad k_1 = 23,02$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 X A_s X d} = \frac{5,92 X 10^6}{0,868 X 2,26 X 10^2 X 220} = 137,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ Contraintes dans le béton :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6 X 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{137,17}{23,02} = 5,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• En travée :

❖ Contraintes dans les aciers

$$\rho_1 = \frac{100 X A_s}{b X d} = \frac{100 X 3,39}{12 X 22} = 1,28 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,847; \quad k_1 = 17,73$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 X A_s X d} = \frac{6,81 X 10^6}{0,847 X 3,39 X 10^2 X 220} = 107,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Contraintes dans le béton :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6 X 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{107,81}{17,73} = 6,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.11. État limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{495} = \frac{1}{16} = 0,063 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

Mt : Moment en travée.

Calcul des éléments

M0 : Moment isostatique dans la travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{475} = 0,048 \geq \frac{1}{16} 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

III.12. Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s X l^2}{10 X E_V X I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

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

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 X I_0}{1 + \mu X \lambda_V}$$

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**

$$B_0 = B + n A = b_0 X h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s = 12 \times 24 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39 = 550,85 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de V1 et V2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$= \frac{12 \times 24^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 22 + (65 - 12) \frac{4^2}{2} = 4998,7 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4998,7}{550,85} = 9,075 \text{ cm}$$

$$V2 = h - V1 = 24 - 9,075 = 14,96 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12 \cdot (9,075^3 + 14,96^3)}{3} + (65 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(9,075 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (14,96 - 2)^2$$

$$I_0 = 35817,11 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 0,012$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,012} = 1,37$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \cdot 0,012 \cdot 137,17 + 2,1} ; 0 \right\} \Rightarrow \mu = 0,57$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 35817,11}{1 + 1,37 \times 0,57} = 22122,98 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{6,81 \times 10^6 \cdot 4700^2}{10 \times 10818,87 \times 22122,98 \times 10^4} = 6,28 \text{ mm} < \bar{f} = 9,90 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des éléments

III.2 Les escaliers :

III.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

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

Le calcul de l'escalier se fera pour l'escalier le plus défavorable qui est l'étage courant.

III.2.2. Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l_1 : longueur de la paillasse projetée.

l_2 : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.

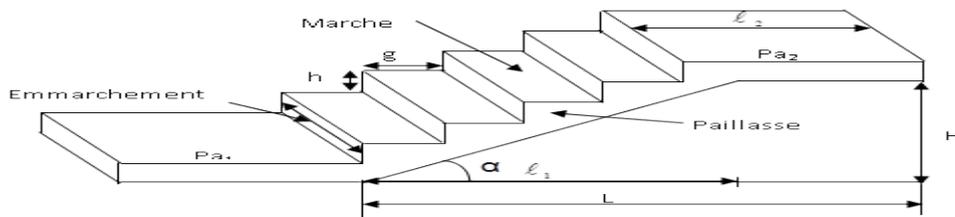


Figure III.2.1 : coupe verticale d'un escalier

III.2.3. Pré-dimensionnement :

Pour pré dimensionner notre escalier on utilise la loi de BLONDEL (confort); qui lie la largeur de la marche « g » et la hauteur de la contre marche « h »

- $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$
- $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$
- $25 \leq g \leq 32$
- Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$
- Le nombre de giron : $m = n - 1$

On a $h=17\text{cm}$

❖ nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contres marches.

❖ Le nombre de marches : $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$ marches.

L'escalier est réparti en 2 volées de 9, 8 marches avec.

❖ L'embranchement : 1,40m.

❖ Le giron : $59 \leq g + 36 \leq 66 \Rightarrow 25 \leq g \leq 32$ soit $g=30\text{cm}$

❖ Largeur du palier du repos : $l_2 \geq 3g \rightarrow l_2 \geq 3 \times 30 = 90\text{cm}$. on prend $l_2=157\text{cm}$.

III.2.4. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du BAEL91, la paillasse prendra une

épaisseur comprise dans l'intervalle suivant : $\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$

Calcul des éléments

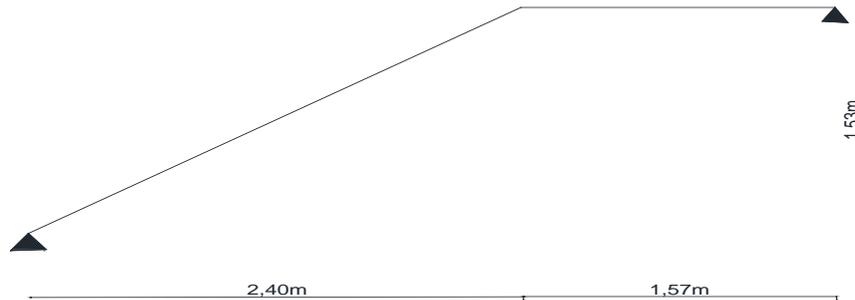


Figure III.2.2 : Schéma statique de l'escalier.

Avec :

L'angle α est donné par : $\alpha = \tan^{-1} \frac{H}{L}$, avec : $\tan \alpha = \frac{H}{L}$

L' : longueur de la paillasse projetée : $L' = \frac{L}{\cos \alpha}$

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 33,52^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

Donc la portée :

$$L_0 = \frac{240}{0,843} + 157 = 284,7 + 157 = 441,7 \text{ cm}$$

$$\frac{441,7}{30} \leq ep \leq \frac{441,7}{20} \Rightarrow 14,73 \text{ cm} \leq ep \leq 22,09 \text{ cm} \Rightarrow ep = 18 \text{ cm}$$

III.2.5. Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande D'1 m de projection horizontale.

a) Le Palier:

Désignation	Epaisseur (m)	(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Palier	0,18	25	4,5
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier en pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit de ciment	0,02	10	0,2
Gard corps	/	/	0,2
GPtot(KN/m ²)			6,06

Tableau III.2.1 : Charge permanente du palier

- la charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3,06 - 0,18) \times 2,81 \times 1 \text{ m} = 8,09 \text{ KN.}$$

Calcul des éléments

b) Volée :

Désignation	Epaisseur (m)	(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Paillasse	0,18	25	$25 \times \frac{0,18}{\cos 33,52} = 5,39$
Marches	/	25	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125$
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier en pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit de ciment	0,02	10	0,2
Gard corps	/	/	0,2
GVtot(KN/m ²)			9,075

Tableau III.2.2 : Charge permanente du volée.

- **Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III.2.6. Combinaison des charges :

ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_u^p = (1.35 \times 6,06 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.93 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_u^v = (1.35 \times 9,075 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.00 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieure : $P = 1.35 \times 8,09 = 10,92 \text{ KN}$.

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_s^p = (6,06 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.56 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_s^v = (9.075 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.58 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieure : $P = 8,09 \text{ KN}$.

III.2.7. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

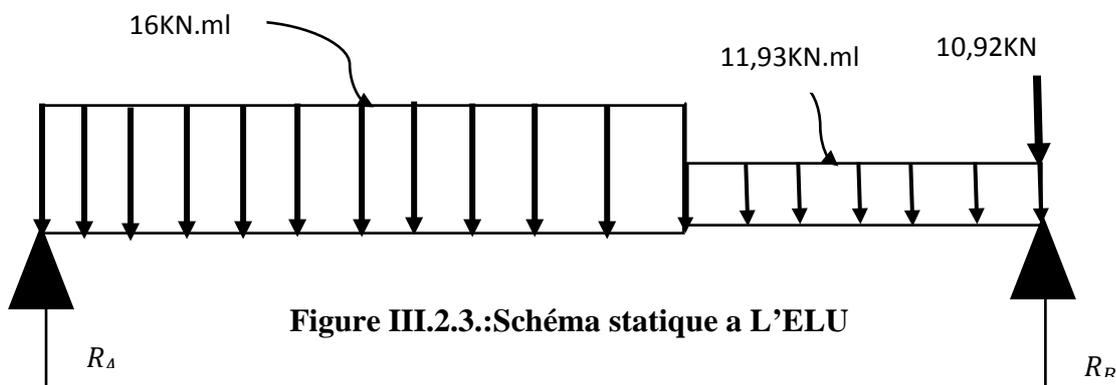


Figure III.2.3.:Schéma statique a L'ELU

$$\sum F = R_A + R_B = 16 \times 2,40 + 11,93 \times 1,57 + 10,92 = 68,05 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(3,97) = 16 \left(\frac{2,40}{2} \times (2,4) \right) + 11,93 \times (1,57) \left(\frac{1,57}{2} + 2,40 \right) + 10,92(3,97) = 149,09 \text{ KN.m}$$

Calcul des éléments

$$R_B = 37,55 \text{ KN}$$

$$R_A = 30,50 \text{ KN}$$

III.2.7.1. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

16 KN/ml

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

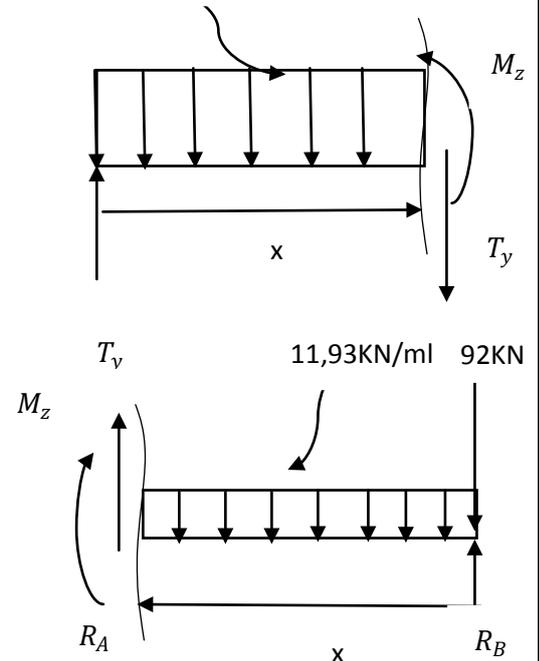
$$T_y(x) = -16x + R_A \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0) = 30,50 \text{ KN} \\ x=2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = -7,9 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z(x) = -16\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z = 27,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,57 \text{ m}$

$$T_y(x) = 16x - 26,63 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T_y(0) = -26,63 \text{ KN} \\ x=1,57 \Rightarrow T_y(1,57) = -7,9 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z(x) = -11,93\left(\frac{x^2}{2}\right) + 26,63x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,57 \text{ m} \Rightarrow M_z = 27,11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



III.2.7.2. Calcul du moment maximum en travée:

1- Calcul de la distance x_m où le moment est maximum :

$$T_y(x) = -16x + R_A$$

$$\Rightarrow -16x + 30,50 = 0 \Rightarrow x = 1,90 \text{ m}$$

$$M_{z_{\max}} = M_z(x) = -16\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A x \Rightarrow M_{z_{\max}} = 29,07 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées

- Aux appuis : $M = 0,3 \times M = -0,3 \times 29,07 = -8,72 \text{ KN.m}$
- En travée : $M = 0,85 \times M = 0,85 \times 29,07 = 24,71 \text{ KN.m}$

Calcul des éléments

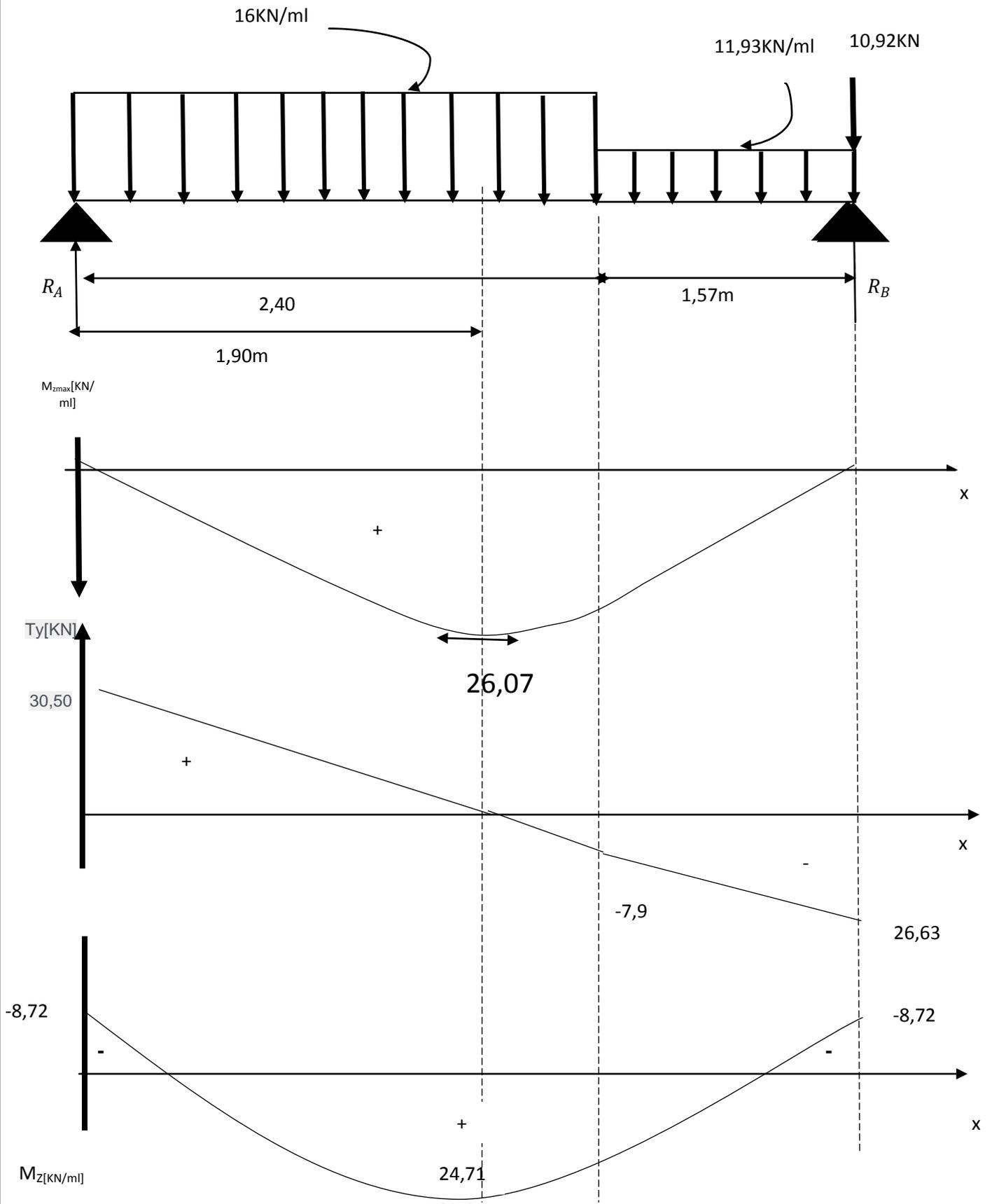


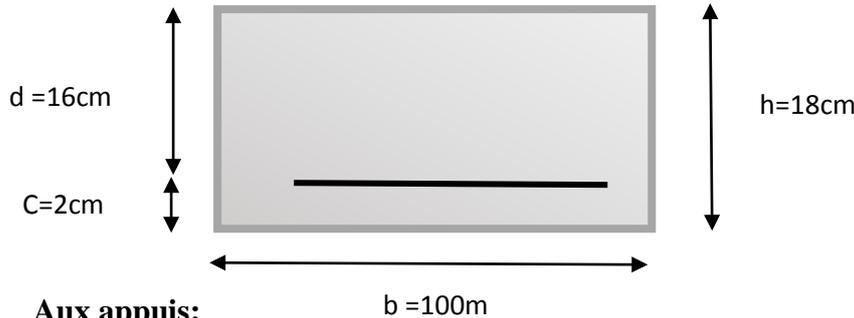
Figure III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des éléments

III.2.8. Ferrailage :

Étude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}; h = 18 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 16 \text{ cm}.$



- **Aux appuis:**

$$M_{uA} = M_{uB} = 8.72 \text{ KN.m.}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,72 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{8,72 \times 10^6}{0,988 \times 160 \times 348} = 158,51 \text{ cm}^2 = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,92 cm² avec un espacement **St = 20cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement } \mathbf{St = 25cm.}$$

- **En travée :**

$$M_{uT} = 24,71 \text{ KN/ml}$$

- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,71 \times 10^6}{1000 \times 160^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{st} = \frac{24,71 \times 10^6}{0,965 \times 160 \times 348} = 459,88 \text{ mm}^2 = 4,59 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement **St = 20cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement } \mathbf{St = 25cm.}$$

III.2.9. Vérification à l'ELU :

- a) **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$St1 = 20 \text{ cm} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = \min \{54 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Calcul des éléments

- **Armatures de répartition :**

St2 = 25 cm < min {4h; 45cm} = min {72cm; 45cm} = 45cm.....Condition vérifiée

b) Condition de non fragilité : (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):

❖ **Aux appuis:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3,92 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement (Art : A.5.1, 1 et A.5.1,211/ BAEL91) :

V_{max} = 30,50KN

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} \text{ « fissuration non préjudiciable »}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{30,50 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,191 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de la condition d'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL 91)

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

Avec $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$ avec U_i : périmètre utile de la barre

A.N. :

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

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,50 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,124 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa, } \psi_s = 1,5$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 422,5 \text{ mm} = 42,25 \text{ cm} > St = 20 \text{ cm}$$

Longueur des crochets $l_a = 0,4 l_s$ (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

$$l_a = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm}$$

III.2.10. Calcul à l'ELS :

III.2.10.1. Calcul des efforts internes à l'ELS:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis

Calcul des éléments

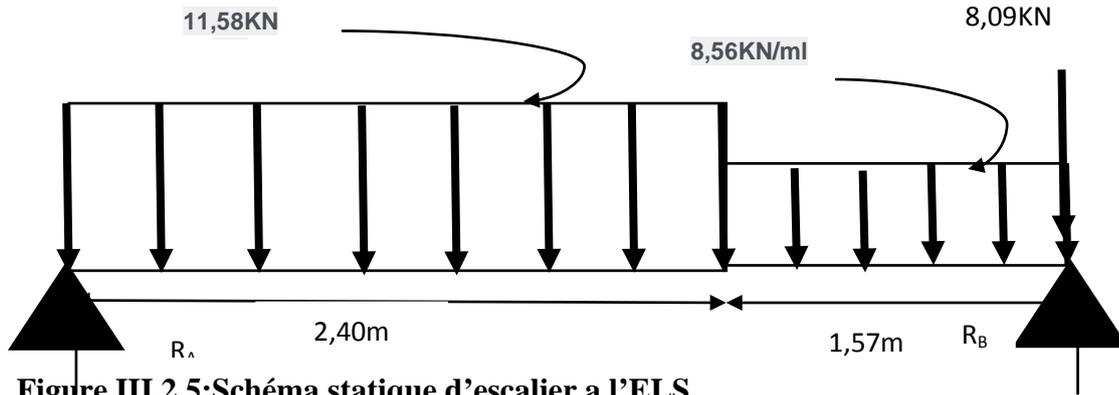


Figure III.2.5: Schéma statique d'escalier à l'ELS.

$$\sum F = R_A + R_B = 11,58 \times 2,40 + 8,56 \times 1,57 + 8,09 = 49,32 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \quad (3,97) = 11,58 \left(\frac{2,40}{2} \times 2,40 \right) + 8,56 \times (1,57) \left(\frac{1,57}{2} + 2,40 \right) + 8,09(3,97) = 108,27$$

$$R_B = 27,27 \text{ KN}$$

$$R_A = 22,05 \text{ KN}$$

III.2.10.2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

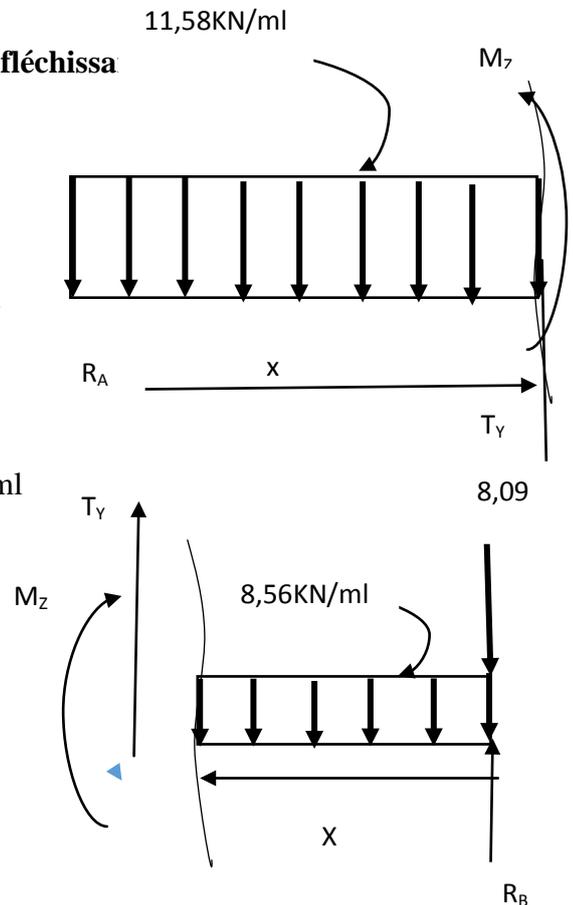
$$T_y(x) = -11,58x + R_A \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0) = 22,05 \text{ KN} \\ x=2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = -5,74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z(x) = -11,58 \left(\frac{x^2}{2} \right) + R_A x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z = 19,57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,57 \text{ m}$

$$T_y(x) = 8,56x - 19,18 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T_y(0) = -19,18 \text{ KN} \\ x=1,57 \Rightarrow T_y(1,57) = -5,74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z(x) = -8,56 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 19,18x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,57 \text{ m} \Rightarrow M_z = 19,56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



II.2.10.3. Calcul du moment maximum en travée

III.2.10.3.1. Calcul de la distance x où le moment est maximum :

$$T_y(x) = -11,58x + R_A$$

Calcul des éléments

$$\Rightarrow -11,58x + 22,05 = 0 \Rightarrow x = 1,90\text{m}$$

$$M_{z\max} = M_z(x) = -11,58\left(\frac{x^2}{2}\right) + 22,05x \Rightarrow M_{z\max} = 20,99\text{KN}$$

Remarque

rs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis** : $M = 0,3 \times M = -0,3 \times 20,99 = -6,297\text{KN.m}$
- **En travée** : $M = 0,85 \times M = 0,85 \times 20,99 = 17,84\text{KN.m}$.

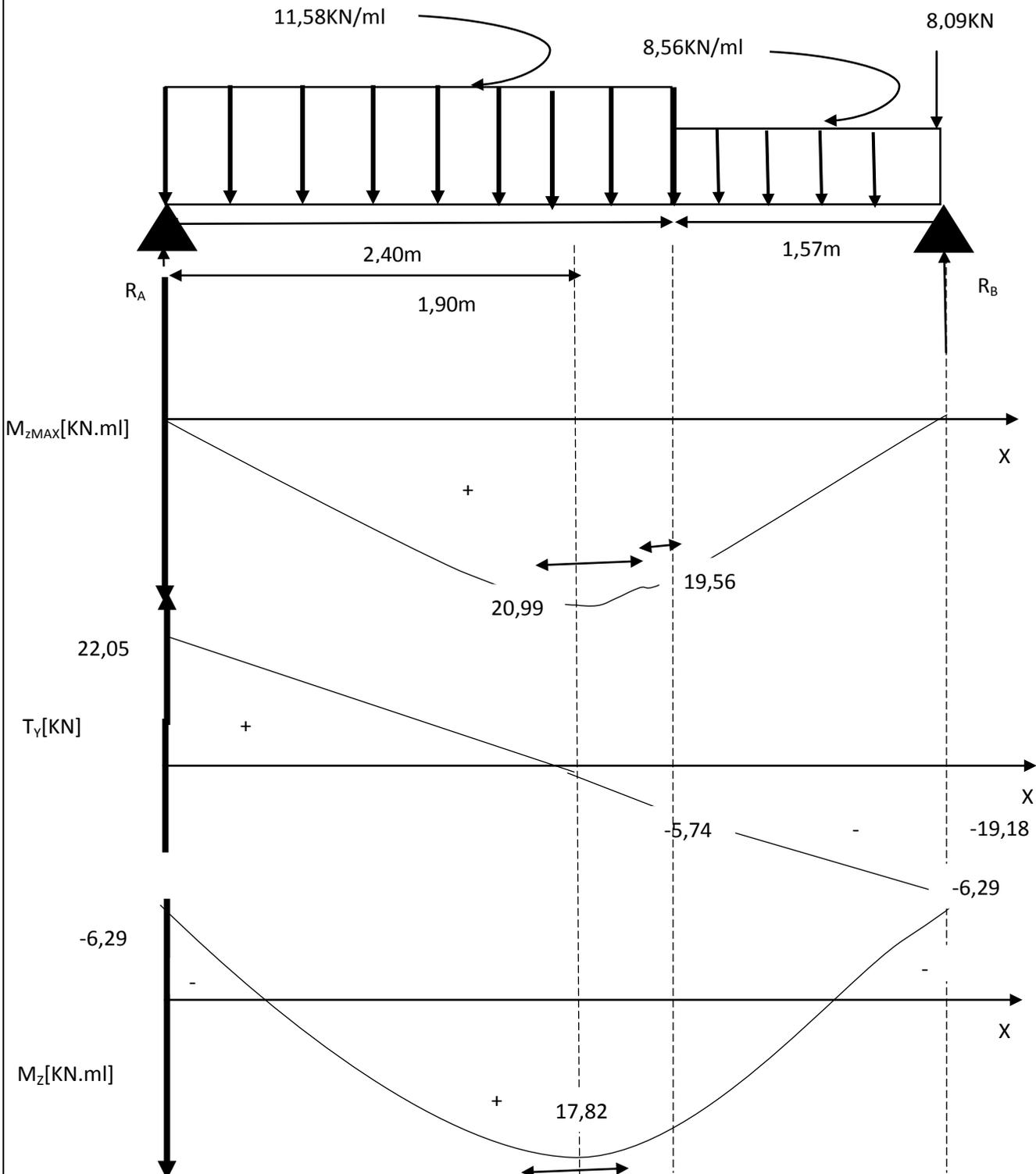


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

Calcul des éléments

III.2.11. Vérifications à l'ELS :

a) Les contraintes dans le béton et l'acier :

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

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

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} < \bar{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,921 \\ k_1 = 48,29 \\ \alpha_1 = 0,237 \end{array} \right.$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,237}{15(1-0,237)} = 0,021$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{6,297 \times 10^6}{0,921 \times 3,92 \times 10^2 \times 160} = 109,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,021 \times 109,01 = 2,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\beta_1 = 0,908 ; \quad k_1 = 39,35 ; \quad \alpha_1 = 0,276.$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,276}{15(1-0,276)} = 0,025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{17,84 \times 10^6}{0,908 \times 5,65 \times 10^2 \times 160} = 217,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{St} = 348 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,025 \times 217,34 = 4,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.12. Vérification de la flèche :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{397} = 0,047 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

Calcul des éléments

Mt : Moment en travée.

M0 : Moment isostatique dans la travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{397} = 0,047 \geq \frac{1}{16} 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

III.2.12.1. Calcul de la flèche :

Nous aurons à revivifier la flèche avec l'équation suivante :

$$f_{max} = \frac{5}{384} X \frac{q_s^{max} X L^4}{E_v X I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de la section de la section homogénéisée.

Ev: Module de la déformation diffère, $E_v 28 = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

$q_s^{max} = \max \{8,56 \text{ KN / ml}; 11,58 \text{ KN / ml}\} = 11,58 \text{ KN/ml}$

III.2.12.2. Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b x h + 15 A_{st}$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée :**

$$S_{/XX} = \frac{b h^2}{2} + 15 X A_t X d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{17556}{1884,75} = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}$$

- **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_{st} (V_2 - C_2)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (9,31^3 + 8,69^3) + 15 \times 5,65 (8,69 - 2)^2$$

$$I_0 = 52566,06 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} X \frac{11,58 \times 3970^4}{10818,86 \times 52566,06 \times 10^4} = 6,59 \text{ mm} = 0,659 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{397}{500} = 0,794 \dots\dots$$

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Aux Appuis : 4HA10 = 3.14 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**.
- **En Travée : 5 HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**

Calcul des éléments

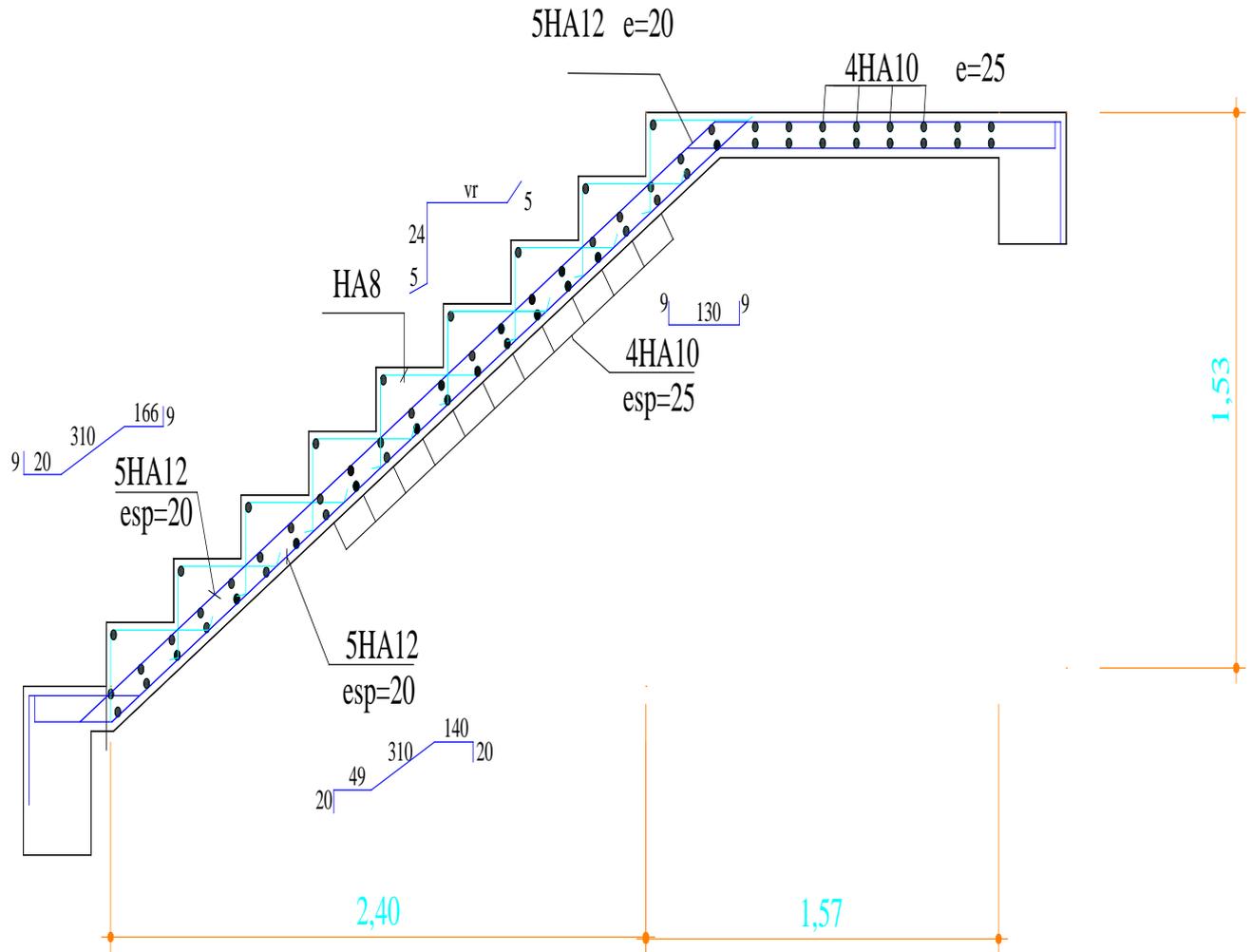


Figure III.2.7: Ferrailage des escaliers

Calcul des éléments

III.3 : La poutre palière :

III.3.1 : Définition :

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier. Cette poutre se repose sur les voiles de la cage d'escalier et sa portée est $L = 4,10$ m.

III.3-2: Le pré-dimensionnement :

-La hauteur :

$$\frac{L}{10} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27,33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30\text{cm}$ \rightarrow on opte pour $h = 40$ cm.

-La largeur:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$$

Selon RPA99 modifié 2003 $b \geq 20\text{cm}$ \rightarrow on opte pour $b = 25$ cm.

la section adopté pour la poutre ; (25×40)

- le poids revenant a la poutre palière : $G_p = 0,25 \times 0,4 \times 25 = 2,5\text{KN/m}_1$
- Chargement du palier : $q_{1u} = 30,01\text{KN/m}_1$
- Chargement de la paillasse : $q_{2u} = 20,62\text{KN/m}_1$

Combinaison des charges ;

$$q_u = 1,35 G_p + (q_{1u} + q_{2u}) = 1,35 \times 2,5 + 50,63 = 54\text{KN/m}_1$$

$$q_u = 54\text{KN/m}_1$$

III.3-4 : Ferrailage de la poutre palière ;

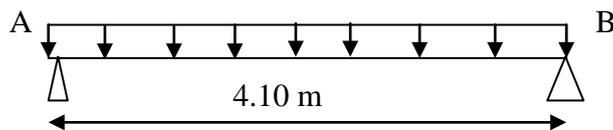


Figure III.3.1 : Schéma statique de la poutre palière.

Réaction d'appuis ;

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{54 \times 4,1}{2} = 110,7\text{KN}.$$

Calcul des moments ;

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{54 \times 4,1^2}{8} = 113,47\text{KN.m}$$

Correction des moments :

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 113,47 = 96,45\text{KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 113,47 = -34,04\text{KN.m}$$

Efforts tranchants ;

$$T_{\max} = R_A = R_B = 110,7\text{KN}.$$

Calcul des éléments

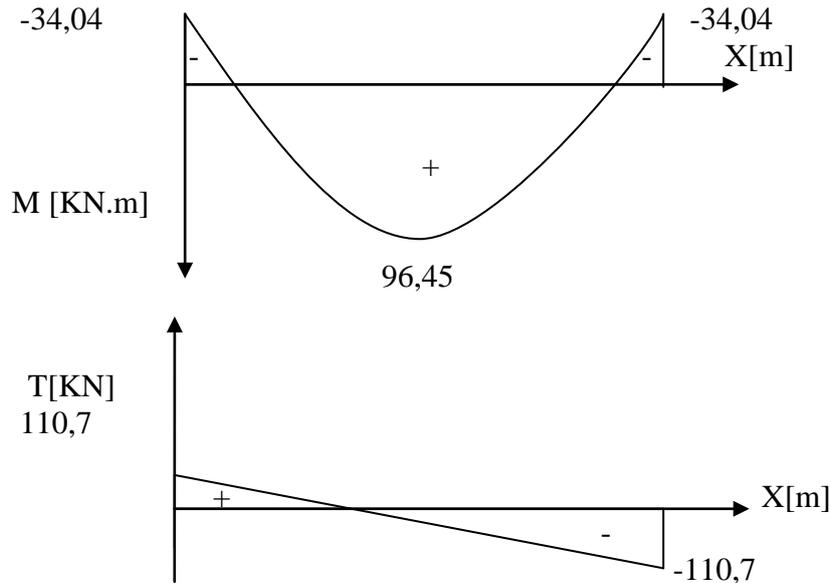


Fig. III-3-2 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

Ferraillage de la poutre palière :

- En travée : $M_T = 96,45 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = \frac{96,45 \cdot 10^6}{250 \cdot 14,2 \cdot (370)^2} = 0,198 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\longrightarrow \beta = 0,889$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A = \frac{96,45 \cdot 10^6}{0,889 \cdot 370 \cdot 348} = 8,42 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 = 9,24 cm²

- Aux appuis ; $M_{ua} = 34,04 \text{ KN.m}$

$$u_b = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34,04 \times 10^6}{250 \times (370)^2 \times 14,2} = 0,07$$

$$u_b = 0,07 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{34,04 \times 10^6}{0,964 \times 370 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3,39 cm²

Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{st \text{ tot}} = 6\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 12,63 \text{ cm}^2$$

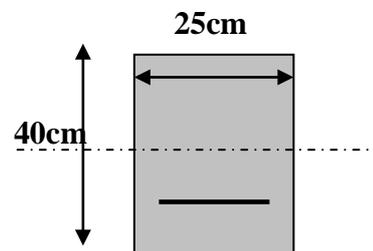
$$A_{st \text{ tot}} > 0,005bh = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-5 : Les vérifications à l'ELU ;

1) Vérification de non fragilité ; (Art A.4.2 /BAEL91):

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > 1,11 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



Calcul des éléments

$$A_a = 3,39\text{cm}^2 > 1,11\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant ;

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33\text{MPa}, 5\text{MPa} \} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{110,7 \times 10^3}{250 \times 237} = 1,86\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

- influence sur le béton. ;

$$T_U = 110,7\text{KN}$$

$$\frac{2 T_U^{\max}}{b \times a} < 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$T_U^{\max} = \frac{0,8 \times b \times a \times f_{cj}}{2 \times \gamma_b}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 37 = 33,3\text{cm}$$

$$T_U^{\max} = 0,267 \times 250 \times 25 \times 333$$

$$T_U^{\max} = 555,69\text{KN}$$

$$T_U = 110,7 < T_U^{\max} = 555,69\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier ;

$$A > \frac{1,15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(110,7 \times 10^3 - \frac{34,04 \times 10^6}{0,9 \times 370} \right) = 6,12\text{cm}^2$$

$A_a = 3,39\text{cm}^2 < 6,12\text{cm}^2 \rightarrow$ condition non vérifiée ; on doit augmenter la section au niveau des appuis.

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6,79\text{cm}^2 > 6,12\text{cm}^2$$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis ;

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3,14 \times 6 \times 1,2 = 22,61\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{110,7 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 226,1} = 1,47\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

5) Ancrage des barres aux appuis : (Art A.6.1,22 / BAEL91):

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0,6\psi^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm} > 30\text{cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93\text{cm}$

Soit un crochet de **17cm**.

6) Calcul des armatures transversales ;

- Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91):

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_1; \frac{H}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 14; \frac{400}{35}; \frac{250}{10} \right\}$$

Calcul des éléments

$$\varphi_t < \min\{11,4; 25; 14\} = 11,4\text{mm}$$

Soit: $\varphi_t = 8\text{mm}$ Nous adopterons des cadres et des étriers en $\varnothing 8$ Donc : $A_t = 2,01\text{mm}^2$

- **Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91):**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \{33,3; 40\text{cm}\} \quad \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

- 7) Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):**

- 1) Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\varnothing_1\right\} = \min\{10; 12,1,2\}$$

$$S_t = 8\text{cm}$$

- 2) Zone courante (travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$S_t = \min(25\text{ cm}, 20\text{cm}) \quad \text{donc } S_t = 20\text{cm}$$

- 8) Quantité d'armatures transversales minimale RPA ;**

$$A_{\min} = 0,003 S_t b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 25$$

$$A_{\min} = 1,5\text{cm}$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 9) Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 20}{400} = 0,5\text{cm}$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$$

Verification:

$$G = 2,5\text{KN/m} \quad q_s = 36,44\text{KN/m}$$

$$q_s = G + q = 38,94\text{KN/m}$$

$$q_s = 38,94\text{KN/m}$$

Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{38,94 \times 4,1}{2} = 79,83\text{KN}$$

Calcul des moments :

En travée :

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{38,94 \times 4,1^2}{8} = 81,82\text{KN.m}$$

Correction des moments :

Aux appuis :

$$M_a = -0,3(81,82) = -24,55\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85(81,82) = 69,55\text{KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T = R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = 79,83\text{KN}$$

$$T_{\max} = 79,83\text{KN}$$

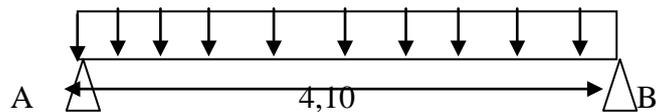
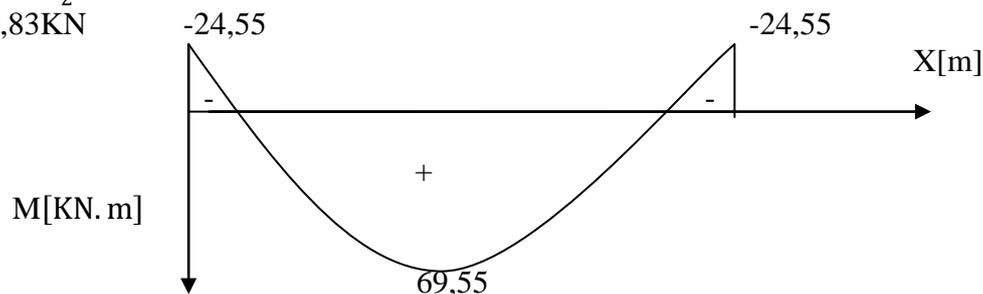


Figure III.3.3: Schéma statique de la poutre palière à l'E.L.S



Calcul des éléments

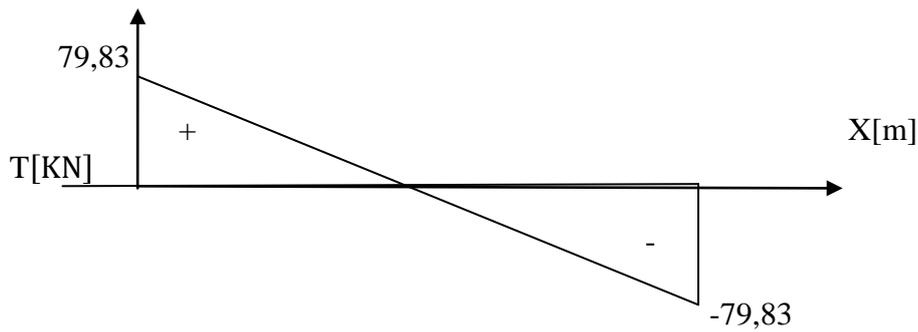


Figure III.3-4 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant.

III.3-6 : Vérification à L'ELS :

1) État limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91):

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

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 9,24}{37 \times 25} = 1$$

$$\rho = 1 \quad \beta = 0,8605 \quad \alpha = 0,419 \quad K = \frac{\alpha}{15 \times (1 - \alpha)} = 0,048$$

$$\sigma_s = \frac{69,55 \times 10^6}{924 \times 0,8605 \times 370} = 236,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,048 \times 236,41 = 11,35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times 6,79}{37 \times 25} = 0,734$$

$$\rho = 0,734 \quad \beta = 0,876 \quad \alpha = 0,372 \quad K = \frac{\alpha}{15 \times (1 - \alpha)} = 0,039$$

$$\sigma_s = \frac{24,55 \times 10^6}{679 \times 0,876 \times 370} = 111,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 111,55 = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans les aciers :**

- **En travée :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 236,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 111,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des éléments

2) Vérification de la flèche [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{410} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition} \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.097 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{69,55}{10 \times 81,82} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition} \quad \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9,24}{25 \times 37} = 0.009 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3) État limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

• Conclusion :

Pour la poutre palière on adopte un ferrailage de :

- **6HA14** au niveau de la travée.
- **6HA12** au niveau des appuis.
- **Armatures transversales**
 - 1cadre en **HA8**.

Calcul des éléments

Étude de l'Acrotère :

III.4.1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé de 10cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal **NG** dû au poids propre et un moment **Mq** de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : **Q=1 KN/ml**

III.4.2 Chargement de l'acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.7 \times 0.1) + ((0.1 \times 0.05)/2) + (0.1 \times 0.05) = 0.0775 \text{ m}^2 = 7.75 \text{ cm}^2$$

La masse volumique du béton

$$\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$$

Le poids propre :

$$G = \rho \times S = (0.0775 \times 25) = 1.94 \text{ KN/ml}$$

Surcharge :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

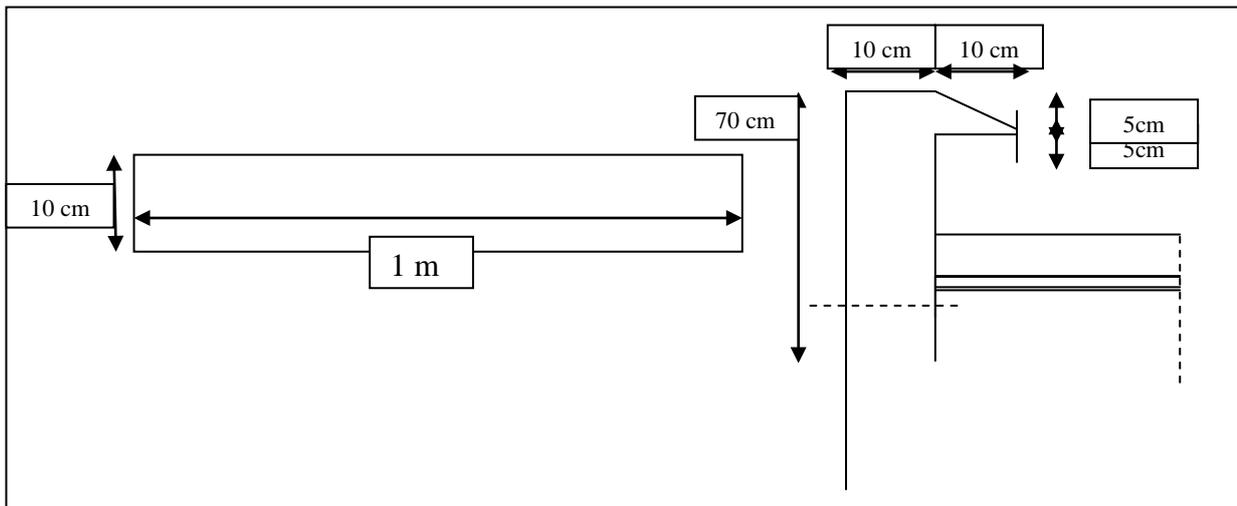


Figure III.4.1 : Schéma statique de l'acrotère

III.4.3 Calcul des sollicitations :

L'effort normal dû au poids propre **G** : **N = G x 1ml = 1.94 x 1 = 1.94 KN.**

L'effort Tranchant dû à la surcharge **Q** : **T = Q x 1ml = 1 x 1 = 1 KN.**

le moment fléchissant dû à la surcharge **Q** : **M = Q x h x 1ml = 1 x 0.7 x 1 = 0.7 KN.m.**

Calcul des éléments

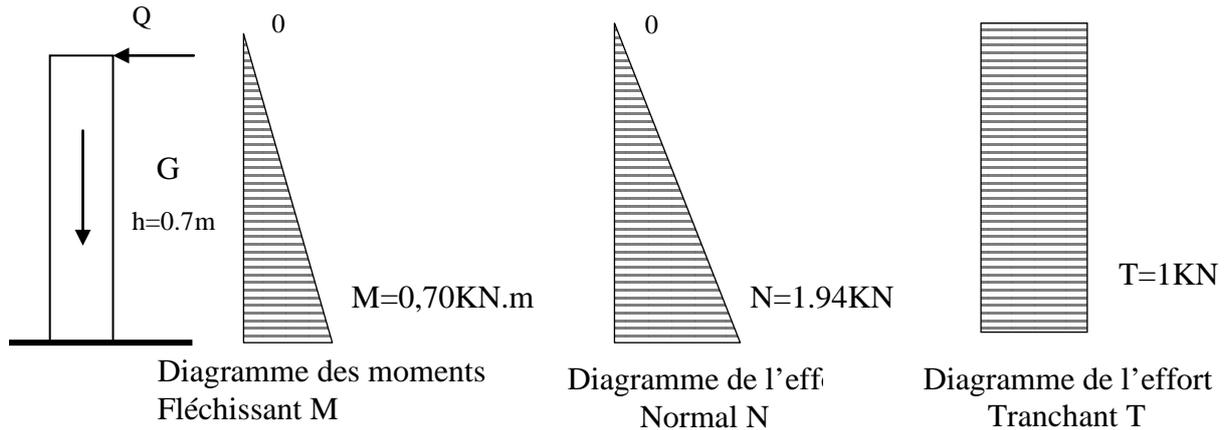


Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes

III.4.4. Combinaison des charges à l'E.L.U :

- Effort normal (compression) dû à G :

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.94 = 2.62 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant dû à Q :

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- Moment (renversement) dû à Q :

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

III.4.5. Combinaison des charges à l'E.L.S :

- Effort normal (compression) dû à G :

$$N_s = G = 1.94 \text{ KN.}$$

- Effort tranchant dû à Q :

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

- Moment (renversement) dû à Q :

$$M_s = M = 0.7 \text{ KN.m}$$

III.4.6. Ferrailage :

Le calcul se fera à l'E.L.U puis vérifier à l'E.L.S.

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

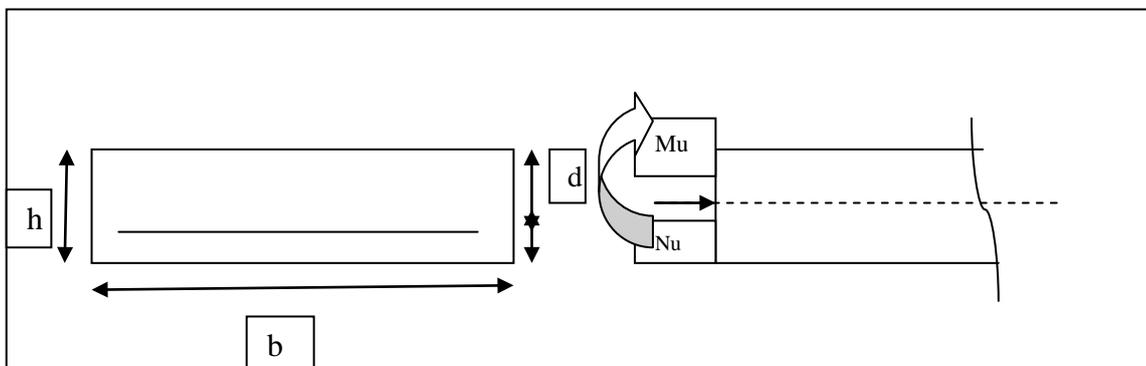


Figure III.4.3 : Coupe transversale de l'acrotère

Calcul des éléments

$$\frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.62} = 0.4m = 40cm.$$

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

Avec :

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

c : enrobage.

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

$e_u = 40 \text{ cm} > a = 2 \text{ cm} \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'intérieure de la section limité par les armatures.

L'effort normal N_u est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif M_f à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

• Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = e_u + 0.5h - c = 0.40 + 0,5 \times 0,10 - 0,02 = 0,43m$$

$$M_f = 2.62 \times 0.43 = 1.13 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1.13 \text{ KN.m}$$

• Moment réduit :

Soit : 0.85 : condition du travail.

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

θ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 ($t > 24h$).

γ_b : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 14.20 \text{ MPa.}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.13 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 70^2} = 0.016$$

$$\mu_b = 0.016 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_f = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

c) Armatures fictives (en flexion simple) :

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.13 \times 10^6}{0.992 \times 70 \times 348} = 47 \text{ mm}^2 = 0.47 \text{ cm}^2$$

d) Armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.47 - \frac{2.62 \times 10^{-3}}{348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

Donc $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$.

e) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st \text{ adopt}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

Calcul des éléments

Donc $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4.7. Vérification à l'ELU :

a). Condition de Non Fragilité (BAEL 91 mod99 Art A.4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{es - 0.45 \times d}{es - 0.185 \times d} \right)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7 \times 10^2}{1.94} = 36.08$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{36.08 - 0.45 \times 7}{36.08 - 0.185 \times 7} \right)$$

$$A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0.46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$ **Condition non vérifié. Alors on admettra la section minimale comme une section réelle**

$$A_{st} = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec espacées de 25cm.

b). Vérification au cisaillement (BAEL91 mod99 Art 5.1.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}, 4 \right\} [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{Avec } T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 700} = 0.021 \text{ MPa} \text{ Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition est vérifiée, Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires. il n'y a pas de risque de cisaillement.**

c). Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91 mod99 Art 6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s : \text{coefficient de scellement égale à 1.5 pour les HA.} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \\ \tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

Calcul des éléments

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée, il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.**

d). Longueur de scellement droit : (BAEL 91 mod99 Art 6.1.221)

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}, \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 30 \text{ cm}$.

- **La longueur d'ancrage hors crochet : $l_c = 0.8 l_s = 0.8 \times 30 = 24 \text{ cm}$**

On prend $l_c = 25 \text{ cm}$

e). Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 mod99 Art A.4.5, 3.3)

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min(2h ; 18 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(2 \times 10 ; 18 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm}$$

On a adopté un espacement de 18 cm ; donc **la condition est vérifiée.**

III.4.8 Vérification a l'E.L.S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.94 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.94} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

a) Étape fictive :

$$M_{fs} = N_s \left[e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1.94 \left[0.36 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{fs} = 0.74 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \sigma_b c}{15 \times \sigma_b c + \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right], \eta = 1.6 \text{ (acier haut adhérence)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] \text{ D'où : } \bar{\sigma}_s = \min [226.67, 201.63] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha' = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.53 \rightarrow \mu_s' = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$M_{fs}' = \mu_s' \times b \times d^2 \times \sigma_{st} = 0.01622 \times 1000 \times 70^2 \times 201.63 \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$M_{fs}' = 16.02 \text{ KN.m} > M_{fs} = 0.62 \text{ KN.m} \rightarrow$ la section est simplement armée.

Armatures réelles en flexion composée :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}'} = 0.46 - \frac{1.94 \times 10^{-3}}{348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.46 \text{ cm}^2 < A_{stadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des éléments

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.7 \times 10^6}{0.920 \times 70 \times 201} = 54.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des Contraintes dans le béton : (BAEL91/A.4.5,2):

σ_{bc} : contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54.08}{47.50} = 1.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Résistance de l'acrotère au séisme (RPA 91 Art A.6.2.3) :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage (zone IIa groupe 2)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

On a : $A = 0.15$, $C_p = 0.8$ (élément en console), $W_p = 1.94 \text{ KN/ml}$

Alors:

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.94 = 0.93 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

Armatures principales : **4 HA8/ml avec e=25cm.**

Armatures de répartition : **4 HA8/ml avec e=25cm.**

Calcul des éléments

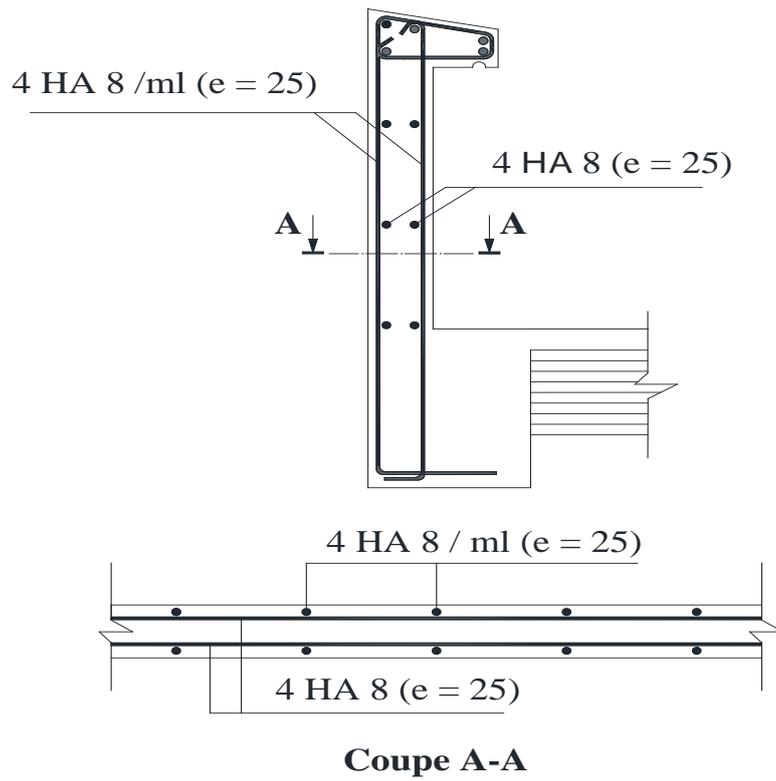


Figure. III-4.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Calcul des éléments

III-5. Étude de la salle machine :

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de $4.32\text{m}^2 = (1.8 \times 2.4) \text{m}^2$, la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de $P = 9 \text{ tonnes} = 90\text{KN}$.

III-5-1 Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1.8 \text{ m}$ et $L_y = 2.4 \text{ m}$

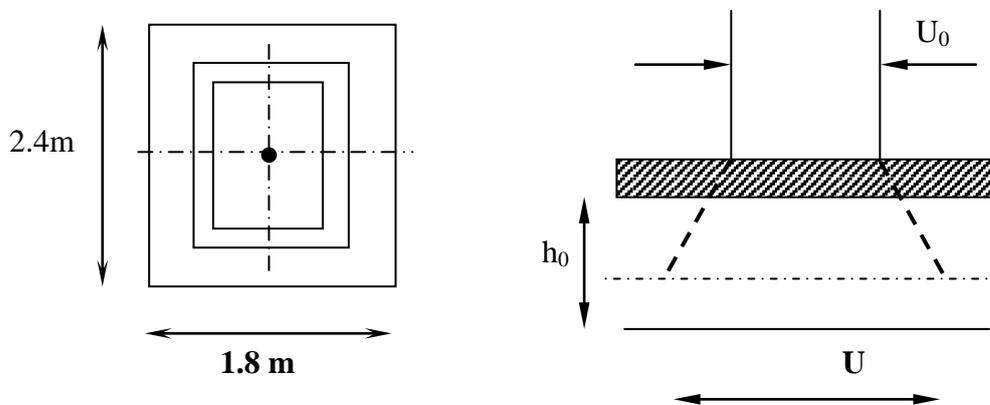


Figure III.5.1 : Schéma statique de la dalle salle machine.

a. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{240}{30} = 8.00\text{cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour **$e_p = 15 \text{ cm}$**

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

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

$\nu = 1$ pour le béton

h_0 : épaisseur de la dalle

$e = 5 \text{ cm}$, épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

b. Évaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

Avec : - ν : Coefficient de Poisson

Calcul des éléments

$M_y = q(M_2 + \nu M_1)M_1$ et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,40} = 0,75$$

⇒ la dalle travaille dans les deux sens

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6$$

Après interpolation double ;

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,40} = 0,4 \quad ; \quad M_1 = 0,114, M_2 = 0,042 \quad \text{A L'ELU : } \nu = 0$$

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,5 \times 0,114 = 13,85 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,5 \times 0,042 = 5,10 \text{ KNm}$$

c. Évaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,75 \Rightarrow 0,4 \leq 0,75 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0622 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 0,15 \times 25 + 0,05 \times 22 = 4,85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,0475 \text{ KN / mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0622 \times 8,0475 \times (1,8)^2 = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,509 \times 1,62 = 0,82 \text{ KN.m}$$

d. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,85 + 1,62 = 15,47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,10 + 0,82 = 5,92 \text{ KN.m}$$

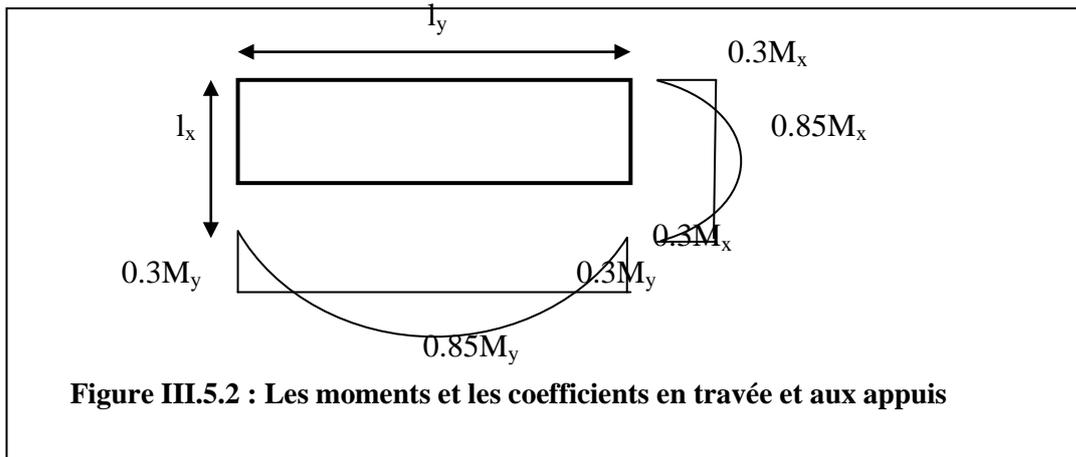
Remarque :

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

III-5-2 Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

Calcul des éléments



Sens x-x :

- **Aux appuis:**

$$M_a = 0,3 \times 15,47 = 4,641 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,641 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,02$$

$$\mu_a = 0,02 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{4,641 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,04 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 15,47 = 13,1495 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,1495 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu_t = 0,054 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,1495 \times 10^3}{0,972 \times 13 \times 348} = 2,99 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²**. Avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 5,92 = 1,776 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,776 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0074$$

$$\mu_a = 0,0074 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.} ; \mu_a = 0,0074 \Rightarrow \text{par interpolation } \beta = 0,9963$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{1,776 \times 10^3}{0,9963 \times 13 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de : $S_t = 25 \text{ cm}$

- ♦ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 5,92 = 5,032 \text{ KN.m}$$

Calcul des éléments

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{5.032 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,02$$

$$\mu_t = 0,02 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0.02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{5.032 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de ; S_t=25cm

Zone	Sens	Mu (KN. m)	μ _b	β	A (cm ²)	A adoptée	A (cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	4.641	0.02	0.990	1.04	3.14	4HA10	25
	Y-Y	1.776	0.054	0,972	2.99	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	13.1495	0.0074	0,9963	0.39	3.14	4HA10	25
	Y-Y	5.032	0.02	0,990	1.12	3.14	4HA10	25

Tableau III.5.1 : Ferrailage de la dalle salle machine.

III-5-3 Vérification à L'ELU :

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

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq A_x^{\min} = \rho_0 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

ρ₀ = 0.8 ‰ le rapport du volume des aciers à celui du béton. ((HA de classe FeE400))

$$A_x \geq \rho_0 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) b h = 0.5 \times 100 \times 15 \times 0.0008 \times \left(3 - \frac{1.8}{2.4} \right) = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_x = 3.143.01 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

b. Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Écartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\diamond \text{ Armatures } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Armatures } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des éléments

d. Vérification du non poinçonnement : CBA 93 (Art A.5.2.4.2)

$$q_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20 \text{ m} ;$$

et

$$q_u = 121,5 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

μ_c : Le périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen ,
Aucune vérification transversale n'est nécessaire.

e- Diamètre minimal des barres :

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$Q_u = 121,5 \text{ KN/m} \quad \begin{cases} V_u = \frac{Q_u}{2v_0 + u_0} \\ V_u = \frac{121,5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38,57 \text{ t} \end{cases}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{Q_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ t}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,297 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-4. Vérification à l'ELS :

a. les moments engendrés par le système de levage :

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

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

$q_s = P$; $\nu = 0,2$ à ELS :

$$M_{x1} = 90 (0,114 + 0,2 \times 0,042) \Rightarrow M_{x1} = 11,016 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,042 + 0,2 \times 0,114) \Rightarrow M_{y1} = 5,832 \text{ KN.m}$$

b. Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,84 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0685 \times 5,84 \times (1,8)^2 = 1,296 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,644 \times 1,296 = 0,834 \text{ KN.m}$$

Calcul des éléments

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

$$\begin{aligned} \text{Aux appuis : } & \left\{ \begin{array}{l} M_a^x = 0,3 \times 12.312 = 3.694 \text{ KN m} \\ M_a^y = 0,3 \times 6.67 = 2.001 \text{ KN m} \end{array} \right. \\ \text{En travées : } & \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0,85 \times 12.312 = 10.465 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 6.67 = 5.67 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{aligned}$$

a. Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.016 + 1.296 = 12.312 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.832 + 0.834 = 6.67$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	X-X	10,465	0,044	0.763	3.03
Sur appuis	X-X	3,694	0.015	0,828	0.99
En travée	Y-Y	5.67	0.024	0.800	1.57
Sur appuis	Y-Y	2.001	0.008	0,864	0,26

Tableau III.5.2 : sections adoptées aux appuis et en travées Conclusion a l'E.L.S

Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

b. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivantes est satisfaites :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad ; \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot s}$$

/	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
appuis	0.23	0.923	49.93	287.84	6.24	15	C.V
travée	0.12	0.942	71.21	294.91	4.14	15	C.V

Tableau III.5.3 : Vérification DE L'état de contrainte dans le béton et les aciers

c. État limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.4} = 0.063 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.3} = 0.0652 > \frac{10.465 \times 8}{10 \times 95.85 \times 2.3^2} = 0.0165 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Calcul des éléments

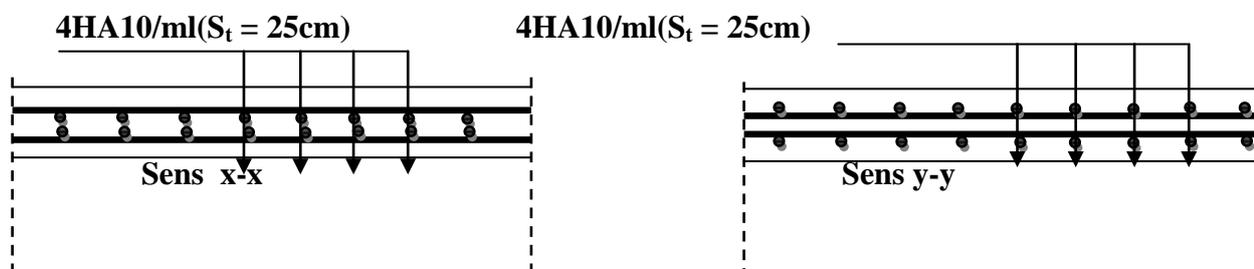


Figure III.5.3: Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Calcul des éléments

III.6. Les dalles pleines :

III.6.1. Les balcons

Nous avons des balcons qui ont une même portée mais qui diffèrent du point de vue chargement, donc nous allons considérer le plus chargé à étudier, puis on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

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

$$e \geq \frac{\ell}{10} = \frac{110}{10} = 110 \text{ cm.}$$

On adopte $e = 15 \text{ cm}$.

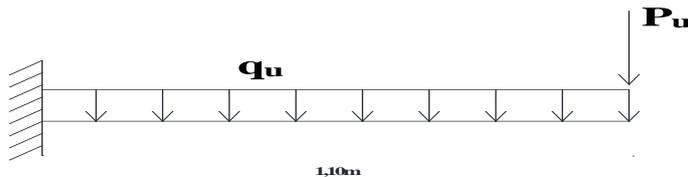


Figure III.6.1: Schéma statique du balcon

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1[m] de balcon.

a- Charges permanentes :

	Balcon (KN/m ²)
Dalle pleine : ep = 15 cm	3,75
Revêtement Carrelage : ep = 2 cm	0,44
Couche de mortier : ep = 2 cm	0,40
Couche de sable : ep = 2 cm	0,36
Enduit en ciment : ep = 2 cm	0,44
G	5,39

Tableau III.6.1 : Charges permanentes du balcon.

Pour une bande de 1m : $G = 5,39 \times 1 = 5,39 \text{ KN/ml}$

b- charge concentrée :

	Balcon
Garde corps en brique	1,3 KN/m ²
P (KN/m²)	1,3 KN/m²
P (KN)	P = 1,3 x 1 x 1 = 1,3 KN

Tableau III.6.2 : Charge concentrée du balcon.

c- surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation qui est : $Q = 3,5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

Pour une bande de 1m nous aurons : $Q = 3,5 \text{ [KN/ml]}$

III. 6.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

III.6.3.1. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,39) + 1,5(3,5) = 12,53 \text{ KN.ml}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 1,3 = 1,76 \text{ KN.}$$

Calcul des éléments

III.6.3.2. Moment fléchissant et effort tranchant : X=1,10m.

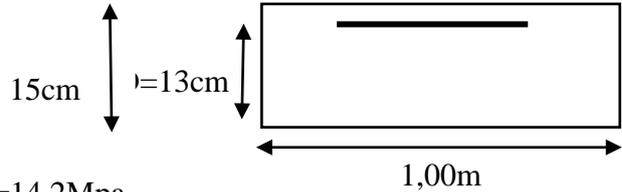
$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + (p_u * L) = \frac{12,53 * 1,10^2}{2} + 1,76 * 1,10 = 9,52 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u * L + p_u = 12,53 * 1,10 + 1,76 = 15,54 \text{ KN}$$

III.6.3.3. Ferrailage :

a- Calcul des armatures principales

b-



$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} \text{ avec } b=100 \text{ cm}, h=d-c=13 \text{ cm}, f_{bu}=14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{9,52 * 10^3}{100 * 13^2 * 14,2} = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,040 \Rightarrow \alpha = 0,0510 \Rightarrow \beta = 0,980 \text{ (du tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} \text{ avec } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{9,52 * 10^5}{0,980 * 13 * 34800} = 2,15 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

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

c- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5 \text{ HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2,$$

avec un espacement $e=20 \text{ cm}$.

III.6.4. Vérifications à l'ELU

III.6.4.1. l'espacement des barres :

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

$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

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

$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

III.6.4.2. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3,92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

III.6.4.3. Vérification vis-à-vis de l'entraînement des barres :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

Avec $\sum U_i = n * \pi * \phi$ avec U_i : périmètre utile de la barre

A.N. :

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = 5 * 3,14 * 10 = 157 \text{ mm}$$

Calcul des éléments

$$\tau_{se} = \frac{15,54 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,846 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n ya pas risque d'entraînement des barres.

III.6.4.4. La contrainte tangentielle

Aucune armature d'effort tranchant nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,10 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} \ll \text{« fissuration préjudiciable »}$$

$$\tau_u = \frac{15,54 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,120 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.4.5. Ancrage des barres (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa, } \psi_s = 1,5$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,84} = 352,1 \text{ mm} = 35,21 \text{ cm} > S_{t=20} \text{ cm}$$

Longueur des crochets $l_a = 0,4 l_s$ (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

$$l_a = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

III.6.5. Calcul à l'état limite service (ELS)

III.6.5.1 Combinaison des charges

$$q_s = G + Q = (5,39) + (3,5) = 8,89 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G = 1,3 \text{ KN.}$$

III.6.5.2 Calcul des sollicitations

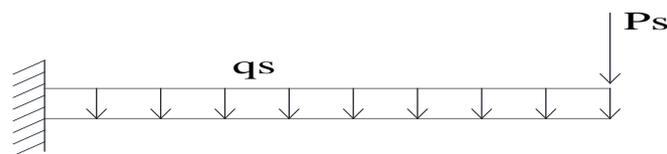


Figure III.6.2: Chargement à l'ELS

III.6.5.3. Le moment fléchissant et efforts tranchant

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + (p_s * l) = \frac{8,89 * 1,10^2}{2} + 1,3 * 1,10 = 6,81 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant à l'encastrement est le suivant

$$V_s = q_s * L + p_s = 8,89 * 1,10 + 1,3 = 11,08 \text{ KN}$$

III.6.5.4. Les contraintes dans le béton et l'acier :

a- La contrainte dans le béton :

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

$$\rho_1 \frac{100 X A_s}{b X d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,30 \text{ Pour } \mu_1 = 0,00273 \Rightarrow \beta_1 = 0,914 \text{ et } k_1 = 43,14$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 X A_s X d} = \frac{6,89 \times 10^3}{0,914 \times 3,92 \times 13} = 147,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s X \frac{1}{k_1} = 147,93 X \frac{1}{0,023} = 3,42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des éléments

b- Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6 \times 21}\right\} = \{266,67; 201,63\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 X A_{st} X d} = \frac{6,89 \times 10^3}{0,914 \times 3,92 \times 13} = 147,93 \text{ Mpa} < 201,63 \text{ Mpa} \dots \text{Conditions vérifiées.}$$

c- État limite de déformation (Art B.6.5, 1 /BAEL 91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 15cm

L: porté libre est égale à 1,10m

A : section des armatures tendues.

M_s : moment fléchissant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0,136 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{6,89}{10 \times 6,89} = 0,1 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0004 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

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

Calcul des éléments

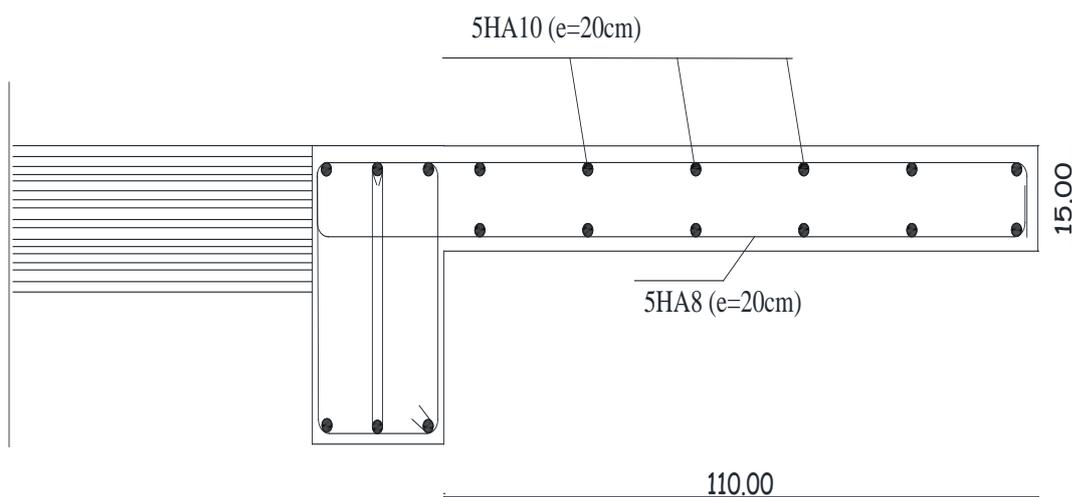


Figure III .6. 3 : Ferailage de la dalle pleine (Balcon)

Étude du contreventement

IV. Introduction :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques. Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.1 Rigidité des portiques :

IV.1.1 Calcul des rigidités linéaires :

- Rigidités linéaire d'un poteau : $K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre : $K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{pout}}}{L_c}$

IV.1.1.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$K_{\text{poutres}} = \left(\frac{I_{\text{poutre}}}{L_c} \right) ; \quad K_{\text{poteaux}} = \left(\frac{I_{\text{poteaux}}}{h_c} \right)$$

❖ Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{pot}}$ Avec **h_c** : Hauteur des poteaux à calculées.

h : Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux.

$$\bar{h} = h_e - h_{\text{poutre}}$$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}}$ Avec **L_c** : Longueur des poutres à calculées.

Étude du contreventement

\bar{L} : Longueur entre nus des poutres.

h_{poutre} : Hauteur des poutres.

$$\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$$

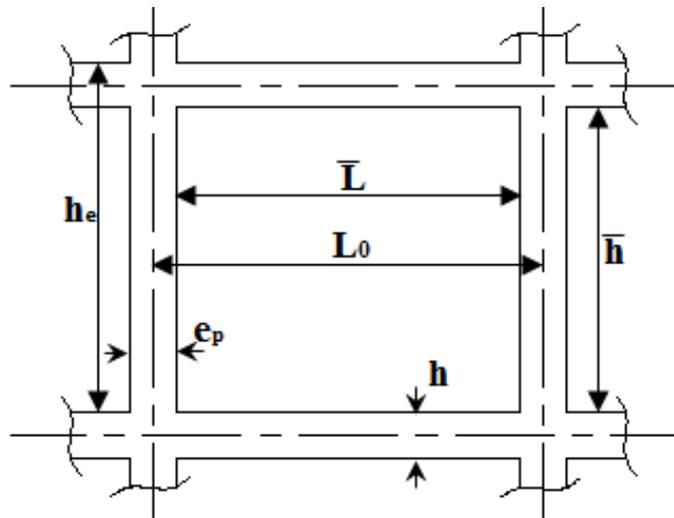
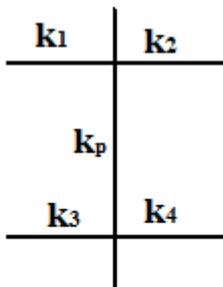


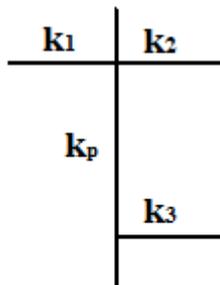
Figure IV.1 : Identification des paramètres.

IV.1.2 Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

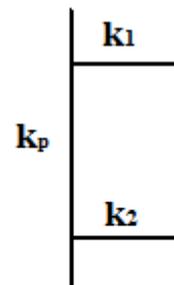
1^{er} Cas : étages courant $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (\text{poutre sup} + \text{poutre inf})}{2 K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

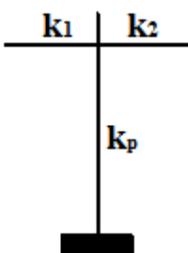


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

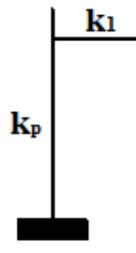
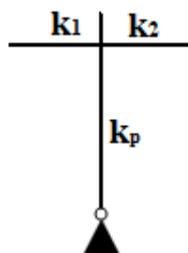


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

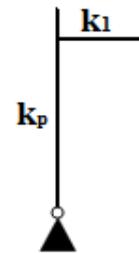
2^{ème} Cas : Premier niveau $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (\text{poutres sup})}{K_{pot}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$



Étude du contreventement

IV.1.3 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

IV.1.4 Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{potj}^i$$

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K}, a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivant :

Étude du contreventement

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau} (cm ³)		
8	40	40	213333.33	306	45	261	40	281	759.19		
7	40	40									
6	45	45	341718.75				45	261	45	283.5	1205.36
5	45	45									
4	45	45									
3	50	50	520833.33				45	261	50	286	1821.10
2	50	50									
1	50	50									
Rdc	55	55	762552.08	408	45	363	55	390.5	1952.76		
SS2	55	55		459		414		441.5	1727.18		
SS1	55	55		374		329		356.5	2138.99		

Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

Étude du contreventement

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau} (cm ³)			
8	40	40	213333.33	306	45	261	40	281	759.19			
7	40	40										
6	45	45	341718.75				45	261	45	283.5	1205.36	
5	45	45										
4	45	45										
3	50	50	520833.33				45	261	50	286	1821.10	
2	50	50										
1	50	50										
Rdc	55	55	762552.08				408	45	363	55	390.5	1952.76
SS2	55	55					459		414		441.5	1727.18
SS1	55	55		374	329	356.5	2138.99					

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Étude du contreventement

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre} (cm ³)
7 ^{ème} ⇒ 8 ^{ème}	1 ⇒ 2	30	45	227812.5	305	40	265	45	287.5	792.39
	2 ⇒ 3	30	45	227812.5	440	40	400	45	422.5	539.20
	3 ⇒ 4	30	45	227812.5	300	40	260	45	282.5	806.52
	4 ⇒ 5	30	45	227812.5	495	40	455	45	477.5	477.09
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	40	360	45	382.5	595.59
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	40	360	45	382.5	595.59
	3 ⇒ 4'	30	45	227812.5	300	40	260	45	282.5	806.42
	6' ⇒ 5	30	45	227812.5	455.7	40	415	45	437.5	520.71
	7' ⇒ 5	30	45	227812.5	155.6	40	115.6	45	138.1	1649.62
4 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	1 ⇒ 2	30	45	227812.5	305	45	260	45	282.5	806.42
	2 ⇒ 3	30	45	227812.5	440	45	395	45	417.5	545.66
	3 ⇒ 4	30	45	227812.5	300	45	277.5	45	247.5	920.45
	4 ⇒ 5	30	45	227812.5	495	45	450	45	472.5	482.14
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	45	355	45	377.5	603.48
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	45	355	45	377.5	603.48
	3 ⇒ 4'	30	45	227812.5	300	45	255	45	277.5	820.85
	6' ⇒ 5	30	45	227812.5	455.7	45	410	45	432.5	526.73
	7' ⇒ 5	30	45	227812.5	155.6	45	110.6	45	133.1	1711.58
1 ^{er} ⇒ 3 ^{ème}	1 ⇒ 2	30	45	227812.5	305	50	225	45	247.5	920.45
	2 ⇒ 3	30	45	227812.5	440	50	390	45	412.5	552.27
	3 ⇒ 4	30	45	227812.5	300	50	250	45	272.5	836
	4 ⇒ 5	30	45	227812.5	495	50	445	45	467.5	487.30
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	50	350	45	372.5	611.58
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	50	350	45	372.5	611.58
	3 ⇒ 4'	30	45	227812.5	300	50	250	45	272.5	836
	6' ⇒ 5	30	45	227812.5	455.7	50	405	45	427.5	432.89
	7' ⇒ 5	30	45	227812.5	155.6	50	105.6	45	128.1	1778.39
1 ^{er} ⇒ 2 ^{ème}	1 ⇒ 2	30	45	227812.5	305	55	250	45	272.5	836

Étude du contreventement

	2 ⇒ 3	30	45	227812.5	440	55	385	45	407.5	559.05
	3 ⇒ 4	30	45	227812.5	300	55	245	45	267.5	851.64
	4 ⇒ 5	30	45	227812.5	495	55	440	45	462.5	492.57
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	55	345	45	367.5	619.89
	5 ⇒ 6	30	45	227812.5	400	55	345	45	367.5	619.89
	2 ⇒ 3'	30	45	227812.5	240	55	185	45	207.5	1097.89
	3 ⇒ 4'	30	45	227812.5	300	55	245	45	267.5	851.64
	5' ⇒ 6'	30	45	227812.5	200	55	145	45	167.5	1360.07
	6' ⇒ 5	30	45	227812.5	455.7	55	400	45	422.5	539.20
	7' ⇒ 6	30	45	227812.5	155.6	55	100.6	45	123.1	1850.63

Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L̄ (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre} (cm ³)
7 ^{ème} ⇒ 8 ^{ème}	A ⇒ B	30	45	227812.5	400	40	360	45	382.5	595.59
	B ⇒ C	30	45	227812.5	495	40	455	45	477.5	477.09
	C ⇒ D	30	45	227812.5	300	40	260	45	282.5	806.42
	D ⇒ E	30	45	227812.5	440	40	400	45	422.5	539.20
	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	40	265	45	287.5	792.39
	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	40	265	45	287.5	792.39
	B ⇒ B'	30	45	227812.5	155.6	40	115.6	45	138.1	1649.62
	E' ⇒ D	30	45	227812.5	300	40	260	45	282.5	806.42
	B ⇒ C'	30	45	227812.5	455.7	40	415	45	437.5	520.71
4 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	A ⇒ B	30	45	227812.5	400	45	355	45	377.5	603.48
	B ⇒ C	30	45	227812.5	495	45	450	45	472.5	482.14

Étude du contreventement

	C ⇒ D	30	45	227812.5	300	45	255	45	277.5	820.95
	D ⇒ E	30	45	227812.5	440	45	395	45	417.5	545.66
	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	45	260	45	282.5	806.42
	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	45	260	45	282.5	806.42
	B ⇒ B'	30	45	227812.5	155.6	45	110.6	45	133.1	1711.58
	E' ⇒ D	30	45	227812.5	300	45	255	45	277.5	820.85
	B ⇒ C'	30	45	227812.5	455.7	45	410	45	432.5	526.66
1^{er} ⇒ 3^{ème}	A ⇒ B	30	45	227812.5	400	50	350	45	372.5	611.58
	B ⇒ C	30	45	227812.5	495	50	445	45	467.5	487.30
	C ⇒ D	30	45	227812.5	300	50	250	45	272.5	836
	D ⇒ E	30	45	227812.5	440	50	390	45	412.5	552.27
	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	50	255	45	277.5	820.95
	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	50	255	45	277.5	820.95
	B ⇒ B'	30	45	227812.5	155.6	50	232.8	45	255.3	892.33
	E' ⇒ D	30	45	227812.5	300	50	250	45	272.5	836
	B ⇒ C'	30	45	227812.5	455.7	50	405	45	427.5	432.89
S – Sol2 S – Sol1 et RDC	A ⇒ B	30	45	227812.5	400	55	345	45	367.5	619.90
	B ⇒ C	30	40	227812.5	495	55	440	45	462.5	492.57
	C ⇒ D	30	40	227812.5	300	55	245	45	267.5	851.64
	D ⇒ E	30	40	227812.5	440	55	385	45	407.5	559.05
	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	55	250	45	272.5	836

Étude du contreventement

	E ⇒ F	30	45	227812.5	305	55	250	45	272.5	836
	B ⇒ B'	30	45	227812.5	155.6	55	100.6	45	123.1	1850.63
	E' ⇒ D	30	45	227812.5	300	55	245	45	267.5	851.64
	B ⇒ C'	30	45	227812.5	455.7	55	400	45	422.5	539.20
	F' ⇒ E	30	45	227812.5	240	55	185	45	207.5	1097.89
	C' ⇒ D'	30	45	227812.5	200	55	145	45	167.5	1360.07

Tableau IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveau	Travées	K_{poutre} (cm^3)	Poteaux	K_{poteau} (cm^3)	\bar{K}	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i	R_x^j
7 et 8 ^{ème}	1 ⇒ 2	792.39	1	759.19	1.05	0.34	32164.20	281	1261.74	14361.57
	2 ⇒ 3	539.20	2		1.77	0.47	32164.20		1744.17	
	3 ⇒ 4	806.52	3		1.85	0.48	32164.20		1781.28	
	4 ⇒ 5	477.09	4		1.75	0.47	32164.20		1744.17	
	5 ⇒ 6	595.59	5		1.42	0.42	32164.20		1558.62	
	5 ⇒ 6	595.59	6		1.57	0.44	32164.20		1632.84	
	3 ⇒ 3'	806.42	3		1.78	0.47	32164.20		1744.17	
	5' ⇒ 5	520.71	5'		0.69	0.26	32164.20		964.86	

Étude du contreventement

	6' ⇒ 5	1649.62	6'		2.21	0.52	32164.20		1929.72	
4 ⇒ 6^{ème}	1 ⇒ 2	806.42	1	1205.36	0.71	0.26	32164.20	283.5	1505	16960.2
	2 ⇒ 3	545.66	2		1.17	0.36	32164.20		2083.85	
	3 ⇒ 4	920.45	3		1.18	0.37	32164.20		2141.73	
	4 ⇒ 5	482.14	4		1.13	0.36	32164.20		2083.85	
	5 ⇒ 6	603.48	5		0.91	0.31	32164.20		1794.42	
	5 ⇒ 6	603.48	6		1.00	0.33	32164.20		1910.19	
	3 ⇒ 3'	820.85	3		1.14	0.36	32164.20		2083.85	
	5' ⇒ 5	526.73	5'		0.39	0.16	32164.20		926.15	
	6' ⇒ 5	1711.58	6'		1.44	0.42	32164.20		2431.16	
	1 ⇒ 3^{ème}	1 ⇒ 2	920.45		1	1821.10	0.48		0.19	
2 ⇒ 3		552.27	2	0.78	0.28		32164.20	2406.10		
3 ⇒ 4		836	3	0.77	0.27		32164.20	2320.16		
4 ⇒ 5		487.30	4	0.73	0.26		32164.20	2234.23		
5 ⇒ 6		611.58	5	0.61	0.23		32164.20	1976.43		
5 ⇒ 6		611.58	6	0.67	0.25		32164.20	2148.30		
3 ⇒ 3'		836	3	0.76	0.27		32164.20	2320.16		
5' ⇒ 5		432.89	5'	0.26	0.11		32164.20	945.25		

Étude du contreventement

	6' ⇒ 5	1778.39	6'		0.99	0.33	32164.20		2835.76	
RDC	1 ⇒ 2	836	1	1952.76	0.42	0.18	32164.20	390.5	889.67	14135.98
	2 ⇒ 3	559.05	2		0.71	0.26	32164.20		1285.09	
	3 ⇒ 4	851.64	3		0.72	0.26	32164.20		1285.09	
	4 ⇒ 5	492.57	4		0.68	0.25	32164.20		1235.67	
	5 ⇒ 6	619.89	5		0.56	0.21	32164.20		1037.95	
	5 ⇒ 6	619.89	6		0.63	0.23	32164.20		1136.81	
	2 ⇒ 2'	1097.89	2		0.99	0.33	32164.20		1631.07	
	3 ⇒ 3'	851.64	3		0.72	0.26	32164.20		1285.09	
	4' ⇒ 5'	1360.07	4'		0.69	0.25	32164.20		1235.67	
	5' ⇒ 5	539.20	5'		0.97	0.32	32164.20		1581.65	
	6' ⇒ 5	1850.63	6'		0.95	0.32	32164.20		1532.22	
S – Sol 2	1 ⇒ 2	836	1	1727.18	0.47	0.19	32164.20	441.5	649.81	10670.49 1
	2 ⇒ 3	559.05	2		0.80	0.28	32164.20		957.61	
	3 ⇒ 4	851.64	3		0.81	0.28	32164.20		957.61	
	4 ⇒ 5	492.57	44		0.76	0.27	32164.20		923.40	
	5 ⇒ 6	619.89	5		0.63	0.23	32164.20		786.61	
	5 ⇒ 6	619.89	6		0.71	0.26	32164.20		889.20	

Étude du contreventement

	2 ⇒ 2'	1097.89	2		1.11	0.35	32164.20		1197.01	
	3 ⇒ 3'	851.64	3		0.81	0.28	32164.20		957.611	
	4' ⇒ 5'	1360.07	4'		0.77	0.28	32164.20		957.61	
	5' ⇒ 5	539.20	5'		1.09	0.35	32164.20		1197.01	
	6' ⇒ 5	1850.63	6'		1.06	0.35	32164.20		1197.01	
S – Sol 1	1 ⇒ 2	836	1	2138.99	0.39	0.37	32164.20	356.5	2403.50	31050.7
	2 ⇒ 3	559.05	2		0.65	0.43	32164.20		2793.26	
	3 ⇒ 4	851.64	3		0.16	0.30	32164.20		1948.79	
	4 ⇒ 5	492.57	4'		0.62	0.42	32164.20		2728.31	
	5 ⇒ 6	619.89	5		0.52	0.40	32164.20		2598.39	
	5 ⇒ 6	619.89	6		0.28	0.34	32164.20		2208.63	
	2 ⇒ 2'	1097.89	2		0.77	0.45	32164.20		2923.18	
	3 ⇒ 3'	851.64	3		0.65	0.43	32164.20		2793.26	
	4' ⇒ 5'	1360.07	4'		0.63	0.42	32164.20		2728.31	
	5' ⇒ 5	539.20	5'		1.01	0.75	32164.20		4871.97	
	6' ⇒ 5	1850.63	6'		0.86	0.47	32164.20		3053.10	

Tableau IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Étude du contreventement

Niveaux	Travées	K_{poutre} (cm^3)	Poteaux	K_{poteau} (cm^3)	\bar{K}	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i	R_{yq}^j
7 et 8 ^{ème}	A ⇒ B	595.59	A	759.19	0.79	0.28	32164,2	281	1039.08	14101.8
	B ⇒ C	477.09	B		1.42	0.42	32164,2		1558.62	
	C ⇒ D	806.42	C		1.70	0.46	32164,2		1707.06	
	D ⇒ E	539.20	D		1.79	0.47	32164,2		1744.17	
	E ⇒ F	792.39	E		1.77	0.47	32164,2		1744.17	
	E ⇒ F	792.39	F		1.05	0.34	32164,2		1261.74	
	B ⇒ B'	1649.62	B		3	0.60	32164,2		2226.60	
	E' ⇒ D	806.42	E'		1.07	0.34	32164,2		1261.74	
	B ⇒ C'	520.71	B		1.47	0.42	32164,2		1558.62	
664 ⇒ 6 ^{ème}	A ⇒ B	603.48	A	1205.36	0.50	0.20	32164,2	283.5	1157.70	17307.55
	B ⇒ C	482.14	B		0.91	0.31	32164,2		1794.43	
	C ⇒ D	820.95	C		1.09	0.35	32164,2		2025.97	
	D ⇒ E	545.66	D		1.14	0.36	32164,2		2083.85	
	E ⇒ F	806.42	E		1.12	0.36	32164,2		2083.85	
	E ⇒ F	806.42	F		0.68	0.25	32164,2		1447.12	
	B ⇒ B'	1711.58	B		1.58	0.44	32164,2		2546.93	
	E' ⇒ D	820.85	E'		0.68	0.25	32164,2		1447.12	
	B ⇒ C'	526.66	B		0.90	0.47	32164,2		2720.58	
1 ⇒ 3 ^{ème}	A ⇒ B	611.58	A	1821.10	0.34	0.15	32164,2	286	1288.98	18819.13
	B ⇒ C	487.30	B		0.71	0.27	32164,2		2320.17	

Étude du contreventement

	C ⇒ D	836	C		0.73	0.27	32164,2		2320.17	
	D ⇒ E	552.27	D		0.77	0.28	32164,2		2406.10	
	E ⇒ F	820.95	E		0.76	0.28	32164,2		2406.10	
	E ⇒ F	820.95	F		0.45	0.18	32164,2		1546.78	
	B ⇒ B'	892.33	B		1.09	0.35	32164,2		3007.62	
	E' ⇒ D	836	E'		0.46	0.18	32164,2		1546.78	
	B ⇒ C'	432.89	B		0.60	0.23	32164,2		1976.43	
RDC	A ⇒ B	619.90	A	1952.76	0.47	0.19	32164,2	390.5	939.11	13196.89
	B ⇒ C	492.57	B		0.57	0.22	32164,2		1087.39	
	C ⇒ D	851.64	C		0.69	0.26	32164,2		1285.09	
	D ⇒ E	559.05	D		0.72	0.26	32164,2		1285.09	
	E ⇒ F	836	E		0.71	0.26	32164,2		1285.09	
	E ⇒ F	836	F		0.43	0.18	32164,2		889.68	
	B ⇒ B'	1850.63	B		1.26	0.38	32164,2		1878.21	
	E' ⇒ D	851.64	E'		0.43	0.17	32164,2		840.25	
	B ⇒ C'	539.20	B		0.59	0.22	32164,2		1087.38	
	C' ⇒ D'	1360.07	C'		0.97	0.32	32164,2		1581.65	
	F' ⇒ E	1097.89	F'		0.56	0.21	32164,2		1037.95	
S – Sol 2	A ⇒ B	619.90	A	1727.18	0.36	0.15	32164,2	441.5	513	10255.88
	B ⇒ C	492.57	B		0.67	0.25	32164,2		885	
	C ⇒ D	851.64	C		0.78	0.28	32164,2		957.61	
	D ⇒ E	559.05	D		0.82	0.29	32164,2		991.81	

Étude du contreventement

S – Sol 1	E ⇒ F	836	E	2138.99	0.81	0.29	32164,2	356.5	991.81	30141.3
	E ⇒ F	836	F		0.48	0.19	32164,2		649.81	
	B ⇒ B'	1850.63	B		1.43	0.41	32164,2		1402.21	
	E' ⇒ D	851.64	E'		0.49	0.19	32164,2		649.81	
	B ⇒ C'	539.20	B		0.67	0.25	32164,2		855	
	C' ⇒ D'	1360.07	F'		1.41	0.41	32164,2		1402.21	
	F' ⇒ E	1097.89	C'		0.78	0.28	32164,2		957.61	
S – Sol 1	A ⇒ B	619.90	A	2138.99	0.29	0.34	32164,2	356.5	2208.63	30141.3
	B ⇒ C	492.57	B		0.52	0.40	32164,2		2598.39	
	C ⇒ D	851.64	C		0.63	0.43	32164,2		2793.27	
	D ⇒ E	559.05	D		0.66	0.44	32164,2		2858.22	
	E ⇒ F	836	E		0.65	0.43	32164,2		2793.27	
	E ⇒ F	836	F		0.39	0.37	32164,2		2403.51	
	B ⇒ B'	1850.63	B		1.15	0.52	32164,2		3377.90	
	E' ⇒ D	851.64	E'		0.68	0.44	32164,2		2858.22	
	B ⇒ C'	539.20	B		0.54	0.40	32164,2		2598.39	
	C' ⇒ D'	1360.07	F'		0.88	0.47	32164,2		3053.11	
	F' ⇒ E	1097.89	C'		0.51	0.40	32164,2		2598.39	

Tableau IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Étude du contreventement

IV.3 Rigidités des refends (voiles) :

IV.3.1 Calcul des inerties des voiles :

❖ Les voiles longitudinaux (xx) :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

❖ Les voiles transversaux (yy) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

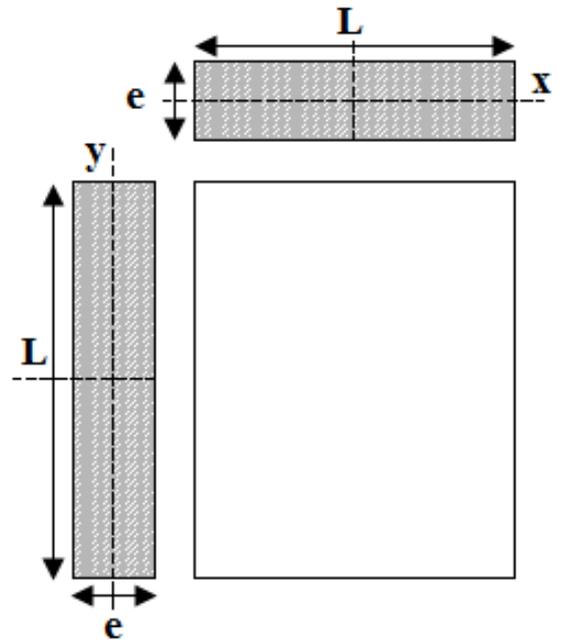


Figure IV-2 : coupe des voiles en plan.

IV.3.2 Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12EI_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal : $r_y^j = \frac{12EI_x}{h^3}$

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_y (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j	$R_x^j = \sum r_x^j$	
1 ⇒ 9 ^{em}	V _{L1}	20	95	1428958.33	32164,2	306	19249.05	1874740.98	
	V _{L2}	20	400	106666666.7			1436873.20		
	V _{L3}	20	113	28857940			388736.26		
	V _{L4}	20	110	2218333.33			29882.47		
RDC SS1 SS2	V _{L1}	25	95	1786197.92		32164,2	408	10150.87	800718.45
	V _{L2}	25	400	133333333.3				757726.10	
	V _{L3}	25	113	3006035.42				17083.14	
	V _{L4}	25	110	2772916.67				15758.34	
				280070381.7					

Tableau IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Étude du contreventement

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_x (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_y^j	$R_x^j = \sum r_x^j$
1 ⇒ 9 ^{em}	V _{L1}	20	95	1428958.33	32164,2	306	19249.05	1874740.98
	V _{L2}	20	400	106666666.7			1436873.20	
	V _{L3}	20	113	2404828.33			32394.69	
	V _{L4}	20	110	2218333.33			29882.47	
RDC SS1 SS2	V _{L1}	25	95	1786197.92		408	10150.87	800718.45
	V _{L2}	25	400	133333333.3			757726.10	
	V _{L3}	25	113	3006035.42			17083.14	
	V _{L4}	25	110	2772916.67			15758.34	
				280070381.7				

Tableau IV-8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

IV.3.3 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j
7et 8 ^{eme}	14361.57	14101.8	1874740.98	1874740.98	1862102.55	1888842.78
4 ⇒ 6 ^{eme}	16960.20	17307.55	1874740.98	1874740.98	1891701.18	1892048.53
1 ⇒ 3 ^{eme}	18819.01	18819.13	1874740.98	1874740.98	1893559.99	1893560.11
RDC	12135.98	13196.89	800718.45	800718.45	812854.43	813915.34
S – Sol 2	10670.49	10255.88	800718.45	800718.45	811388.94	810974.33
S – Sol 1	31050.7	30141.3	800718.45	800718.45	831769.15	830859.75

Tableau IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

IV.4 Inertie fictive des portiques et des refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, 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 forces horizontales égales à **1 tonnes**, 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 forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m⁴**, 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 refends et pour les portiques.

Étude du contreventement

IV.4.1 Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante : $I = \frac{f_n}{D_n}$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n) : $D_n = \sum \Delta_n$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.4.1.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumise au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

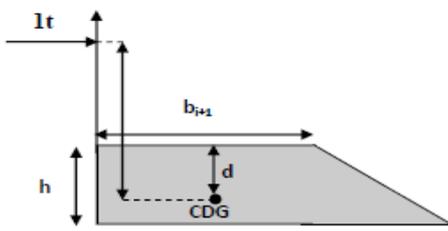


Figure IV-3 : Trapèze de calcul

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales **1 tonne**, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(B+b) \times h}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2B + b) \times h}{3(B + b)}$$

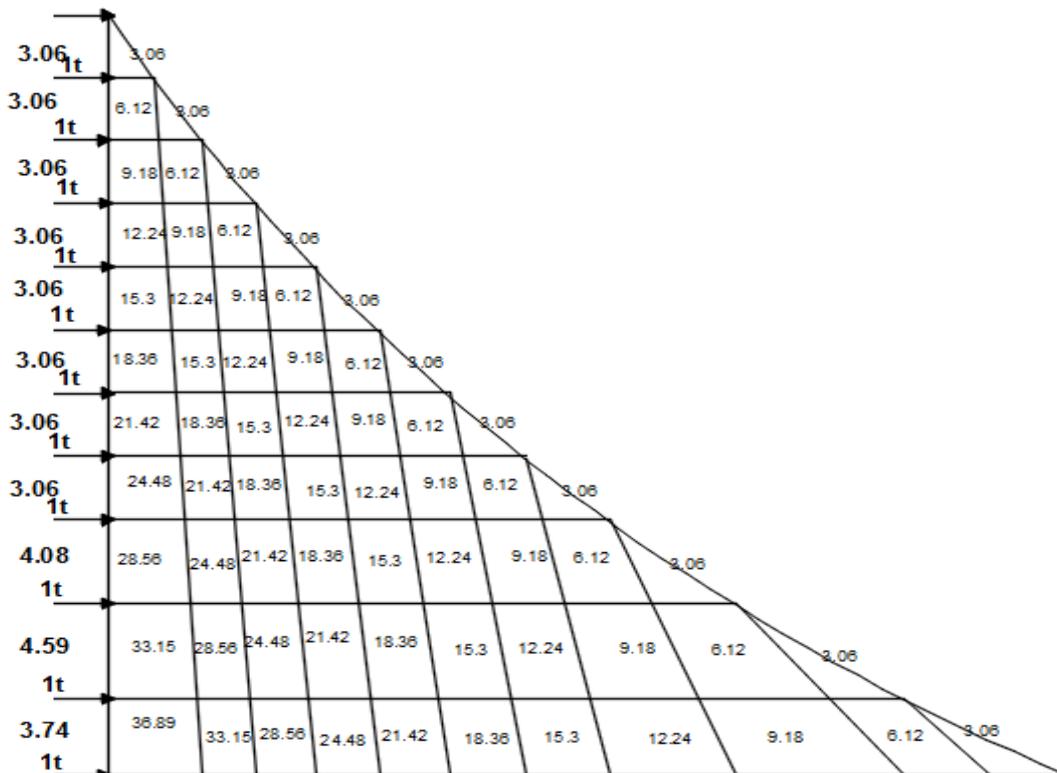


Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires.

Étude du contreventement

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	b	B	h _e	d _i	S _i	S _i × d _i
8	0	3,06	3,06	2,04	4,68	9.55
7	3,06	6.12	3,06	1,79	18,73	33.53
6	6.12	9.18	3,06	1,70	42,14	71.64
5	9.18	12.24	3,06	1,66	74,91	119.42
4	12.24	15.3	3,06	1,63	117,05	190.79
3	15.3	18.36	3,06	1,62	168,54	270.03
2	18.36	21.42	3,06	1,60	229,41	367.06
1	21.42	24.48	3,06	1,59	299,64	476.43
RDC	25.5	28.56	4.08	2.13	524.36	1116.89
S2	30.09	33.15	4.59	2.39	779.52	1863.05
S1	33.83	36.89	3.74	1.79	797.93	1428.29

Tableau IV-10 : section des aires et position du CDG.

❖ Calcul de la flèche :

$$f_{s1} = \frac{1428.29 \times 1.79}{EI} = \frac{241.92}{EI}$$

$$f_{s2} = \frac{1428.29 \times 4.18 + 1863.05 \times 2.39}{EI} = \frac{1132.28}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{1428.29 \times 6.31 + 1863.05 \times 4.52 + 1116.89 \times 2.13}{EI} = \frac{2350.80}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1428.29 \times 7.9 + 1863.05 \times 6.11 + 1116.89 \times 3.72 + 476.43 \times 1.59}{EI} = \frac{3703.89}{EI}$$

$$f_2 = \frac{1428.29 \times 9.5 + 1863.05 \times 7.71 + 1116.89 \times 5.34 + 476.43 \times 3.19 + 367.06 \times 1.60}{EI}$$

$$= \frac{5130.86}{EI}$$

$$f_3 = \frac{6829.92}{EI} \quad f_4 = \frac{8604.35}{EI} \quad f_5 = \frac{10611.74}{EI}$$

$$f_6 = \frac{11733.82}{EI} \quad f_7 = \frac{14597.49}{EI} \quad f_8 = \frac{14656.83}{EI}$$

IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Étude du contreventement

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastrés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Étude du contreventement

Niveaux	portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ ($\frac{m^3}{10^{-4}}$)	$\sum K_{pout}$ ($\frac{m^3}{10^{-4}}$)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	Elf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
8	(1-1) (2-2)	3.06	3.06	0	45.55	32.10	39.71	135.41	414.35	3300.71	14656.83	5.05	25.34
	(3-3)	3.06	3.06	0	30.36	21.38	59.63	203.26	621.97		14656.83	5.05	
	(4-4)	3.06	3.06	0	22.77	22.45	56.79	225.38	689.66		14656.83	5.05	
	(5-5)	3.06	3.06	0	22.77	11.16	11.42	289.06	884.52		14656.83	5.05	
	(6-6)	3.06	3.06	0	22.77	11.16	56.79	225.56	690.21		14656.83	5.05	
7	(1-1) (2-2)	3.06	6.12	3.06	45.55	32.10	119.15	266.43	815.27	7563.47	14597.49	1.93	9.65
	(3-3)	3.06	6.12	3.06	30.36	21.38	178.90	404.18	1236.79		14597.49	1.93	
	(4-4)	3.06	6.12	3.06	22.77	22.45	170	446.66	1366.77		14597.49	1.93	
	(5-5)	3.06	6.12	3.06	22.77	11.16	342.74	677.23	2072.32		14597.49	1.93	
	(6-6)	3.06	6.12	3.06	22.77	11.16	342.74	677.23	2072.32		14597.49	1.93	
6	(1-1) (2-2)	3.06	9.18	6.12	72.32	33.58	189.8	371.53	1136.88	9778.19	11733.82	1.2	6
	(3-3)	3.06	9.18	6.12	48.21	21.72	293.50	510.88	1563.29		11733.82	1.2	
	(4-4)	3.06	9.18	6.12	36.16	23.15	275.37	542.00	1658.52		11733.82	1.2	
	(5-5)	3.06	9.18	6.12	36.16	11.30	564.15	885.54	2709.75		11733.82	1.2	
	(6-6)	3.06	9.18	6.12	36.16	11.30	564.15	885.54	2709.75		11733.82	1.2	
5	(1-1) (2-2)	3.06	12.24	9.18	72.32	33.58	265.78	444.78	1361.02	12941.15	10611.74	0.82	4.1
	(3-3)	3.06	12.24	9.18	48.21	21.72	410.91	681.18	2084.41		10611.74	0.82	

Étude du contreventement

	(4-4)	3.06	12.24	9.18	36.16	23.15	385.52	726.36	2222.66		10611.74	0.82	
	(5-5)	3.06	12.24	9.18	36.16	11.30	789.82	1188.41	3636.53		10611.74	0.82	
	(6-6)	3.06	12.24	9.18	36.16	11.30	789.82	1188.41	3636.53		10611.74	0.82	
4	(1-1) (2-2)	3.06	15.3	12.24	72.32	33.58	341.72	376.70	1152.70	15644.28	8604.35	0.55	2.75
	(3-3)	3.06	15.3	12.24	48.21	21.72	528.31	832.45	2547.29		8604.35	0.55	
	(4-4)	3.06	15.3	12.24	36.16	23.15	495.68	839.96	2570.27		8604.35	0.55	
	(5-5)	3.06	15.3	12.24	36.16	11.30	1015.48	1532.03	4688.01		8604.35	0.55	
	(6-6)	3.06	15.3	12.24	36.16	11.30	1015.48	1532.03	4688.01		8604.35	0.55	
3	(1-1) (2-2)	3.06	18.36	15.3	109.26	34.07	411.65	589.10	1802.64	17973.49	6829.92	0.38	1.9
	(3-3)	3.06	18.36	15.3	72.84	23.08	607.66	872.95	2671.22		6829.92	0.38	
	(4-4)	3.06	18.36	15.3	54.63	23.89	587.06	920.49	2816.69		6829.92	0.38	
	(5-5)	3.06	18.36	15.3	54.63	10.44	1343.39	1745.58	5341.47		6829.92	0.38	
	(6-6)	3.06	18.36	15.3	54.63	10.44	1343.39	1745.58	5341.47		6829.92	0.38	
2	(1-1) (2-2)	3.06	21.42	18.36	109.26	34.07	486.49	687.28	2103.07	15090.77	5130.86	0.34	1.7
	(3-3)	3.06	21.42	18.36	72.84	23.08	718.15	745.44	2281.04		5130.86	0.34	
	(4-4)	3.06	21.42	18.36	54.63	23.89	693.80	1073.91	3286.16		5130.86	0.34	
	(5-5)	3.06	21.42	18.36	54.63	10.44	1587.64	1212.50	3710.25		5130.86	0.34	
	(6-6)	3.06	21.42	18.36	54.63	10.44	1587.64	1212.50	3710.25		5130.86	0.34	
1	(1-1) (2-2)	3.06	24.48	21.42	109.93	34.07	561.34	860.88	2634.29	13718.12	3703.89	0.27	1.35
	(3-3)	3.06	24.48	21.42	54.63	23.08	828.63	1279.72	3915.94		3703.89	0.27	

Étude du contreventement

	(4-4)	3.06	24.48	21.42	54.63	23.89	800.54	1221.05	3736.41		3703.89	0.27	
	(5-5)	3.06	24.48	21.42	54.63	10.44	183.89	560.70	1715.74		3703.89	0.27	
	(6-6)	3.06	24.48	21.42	54.63	10.44	183.89	560.70	1715.74		3703.89	0.27	
RDC	(1-1) (2-2)	4.08	28.56	24.48	117.16	28.00	789.28	980.52	4000.52	39180	2350.8	0.06	0,48
	(3-3)	4.08	28.56	24.48	78.11	22.46	983.97	853.92	3483.99		2350.8	0.06	
	(4-4)	4.08	28.56	24.48	58.58	24.70	894.73	905.69	3695.21		2350.8	0.06	
	(5-5)	4.08	28.56	24.48	58.58	11.59	190.68	1610.87	6572.34		2350.8	0.06	
	(6-6)	4.08	28.56	24.48	78.11	25.19	877.73	1253.93	5116.03		2350.8	0.06	
	(7-7)	4.08	28.56	24.48	58.58	25.19	877.73	1355.51	5530.48		2350.8	0.06	
	(8-8)	4.08	28.56	24.48	78.11	19.33	1143.30	1541.35	6288.70		2350.8	0.06	
S2	(1-1) (2-2)	4.59	33.15	28.56	103.63	33.59	765.48	978.81	4492.73	37742.75	1132.28	0.03	0.21
	(3-3)	4.59	33.15	28.56	69.08	22.46	114.48	950.27	4361.73		1132.28	0.03	
	(4-4)	4.59	33.15	28.56	51.81	24.70	104.09	1070.80	4914.97		1132.28	0.03	
	(5-5)	4.59	33.15	28.56	51.81	11.59	2218.50	1728.59	7934.22		1132.28	0.03	
	(6-6)	4.59	33.15	28.56	69.08	25.19	1020.74	1361.75	6250.43		1132.28	0.03	
	(7-7)	4.59	33.15	28.56	51.81	25.19	1020.74	1495.05	6862.27		1132.28	0.03	
	(8-8)	4.59	33.15	28.56	69.08	19.33	1330.01	1616.37	7419.13		1132.28	0.03	
S1	(1-1) (2-2)	3.74	36.89	33.15	128.33	33.59	659.00	1623.82	6073.08	40320.83	241.92	0.006	0,042
	(3-3)	3.74	36.89	33.15	85.55	22.46	986.28	1345.62	5031.27		241.92	0.006	
	(4-4)	3.74	36.89	33.15	64.16	24.70	971.12	1450.26	5423.97		241.92	0.006	

Étude du contreventement

	(5-5)	3.74	36.89	33.15	64.16	11.59	1723.08	2202.22	8236.30		241.92	0.006	
	(6-6)	3.74	36.89	33.15	85.55	25.19	902.97	1262.31	4721.03		241.92	0.006	
	(7-7)	3.74	36.89	33.15	64.16	25.19	955.68	1434.82	5366.22		241.92	0.006	
	(8-8)	3.74	36.89	33.15	85.55	19.33	1102.95	1462.29	5468.96		241.92	0.006	

Tableau IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Niveaux	portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m^3) 10^{-4}	$\sum K_{pout}$ (m^3) 10^{-4}	$E\theta_n$ (t/m^2)	$E\psi_n$ (t/m^2)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	Elf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
8	(A-A); (B-B)	3.06	3.06	0	45.55	32.10	39.71	135.41	414.35	3300.71	14656.83	4.44	25.34
	(C-C)	3.06	3.06	0	30.36	21.38	59.63	203.26	621.97		14656.83	1.65	
	(D-D)	3.06	3.06	0	22.77	22.45	56.79	225.38	689.66		14656.83	1.65	
	(E-E)	3.06	3.06	0	22.77	11.16	11.42	289.06	884.52		14656.83	1.65	
	(F-F)	3.06	3.06	0	22.77	11.16	56.79	225.56	690.21		14656.83	1.65	
7	(A-A); (B-B)	3.06	6.12	3.06	45.55	32.10	119.15	266.43	815.27	7563.47	14597.49	1.93	9.65
	(C-C)	3.06	6.12	3.06	30.36	21.38	178.90	404.18	1236.79		14597.49	1.93	
	(D-D)	3.06	6.12	3.06	22.77	22.45	170	446.66	1366.77		14597.49	1.93	
	(E-E)	3.06	6.12	3.06	22.77	11.16	342.74	677.23	2072.32		14597.49	1.93	
	(F-F)	3.06	6.12	3.06	22.77	11.16	342.74	677.23	2072.32		14597.49	1.93	
6	(A-A); (B-B)	3.06	9.18	6.12	72.32	33.58	189.8	371.53	1136.88	9778.19	11733.82	1.2	6

Étude du contreventement

	(C-C)	3.06	9.18	6.12	48.21	21.72	293.50	510.88	1563.29		11733.82	1.2	
	(D-D)	3.06	9.18	6.12	36.16	23.15	275.37	542.00	1658.52		11733.82	1.2	
	(E-E)	3.06	9.18	6.12	36.16	11.30	564.15	885.54	2709.75		11733.82	1.2	
	(F-F)	3.06	9.18	6.12	36.16	11.30	564.15	885.54	2718.93		11733.82	1.2	
5	(A-A); (B-B)	3.06	12.24	9.18	72.32	33.58	265.78	444.78	1361.02	12941.15	10611.74	0.82	4.1
	(C-C)	3.06	12.24	9.18	48.21	21.72	410.91	681.18	2084.41		10611.74	0.82	
	(D-D)	3.06	12.24	9.18	36.16	23.15	385.52	726.36	2222.66		10611.74	0.82	
	(E-E)	3.06	12.24	9.18	36.16	11.30	789.82	1188.41	3636.53		10611.74	0.82	
	(F-F)	3.06	12.24	9.18	36.16	11.30	789.82	1188.41	3636.53		10611.74	0.82	
4	(A-A); (B-B)	3.06	15.3	12.24	72.32	33.58	341.72	376.70	1152.70	15644.28	8604.35	0.55	2.75
	(C-C)	3.06	15.3	12.24	48.21	21.72	528.31	832.45	2547.29		8604.35	0.55	
	(D-D)	3.06	15.3	12.24	36.16	23.15	495.68	839.96	2570.27		8604.35	0.55	
	(E-E)	3.06	15.3	12.24	36.16	11.30	1015.48	1532.03	4688.01		8604.35	0.55	
	(F-F)	3.06	15.3	12.24	36.16	11.30	1015.48	1532.03	4688.01		8604.35	0.55	
3	(A-A); (B-B)	3.06	18.36	15.3	109.26	34.07	411.65	589.10	1802.64	17973.49	6829.92	0.38	1.9
	(C-C)	3.06	18.36	15.3	72.84	23.08	607.66	872.95	2671.22		6829.92	0.38	
	(D-D)	3.06	18.36	15.3	54.63	23.89	587.06	920.49	2816.69		6829.92	0.38	
	(E-E)	3.06	18.36	15.3	54.63	10.44	1343.39	1745.58	5341.47		6829.92	0.38	
	(F-F)	3.06	18.36	15.3	54.63	10.44	1343.39	1745.58	5341.47		6829.92	0.38	
2	(A-A); (B-B)	3.06	21.42	18.36	109.26	34.07	486.49	687.28	2103.07	15090.77	5130.86	0.34	1.7

Étude du contreventement

	(C-C)	3.06	21.42	18.36	72.84	23.08	718.15	745.44	2281.04		5130.86	0.34	
	(D-D)	3.06	21.42	18.36	54.63	23.89	693.80	1073.91	3286.16		5130.86	0.34	
	(E-E)	3.06	21.42	18.36	54.63	10.44	1587.64	1212.50	3710.25		5130.86	0.34	
	(F-F)	3.06	21.42	18.36	54.63	10.44	1587.64	1212.50	3710.25		5130.86	0.34	
1	(A-A); (B-B)	3.06	24.48	21.42	109.93	34.07	561.34	860.88	2634.29	13718.12	3703.89	0.27	1.35
	(C-C)	3.06	24.48	21.42	54.63	23.08	828.63	1279.72	3915.94		3703.89	0.27	
	(D-D)	3.06	24.48	21.42	54.63	23.89	800.54	1221.05	3736.41		3703.89	0.27	
	(E-E)	3.06	24.48	21.42	54.63	10.44	183.89	560.70	1715.74		3703.89	0.27	
	(F-F)	3.06	24.48	21.42	54.63	10.44	183.89	560.70	1715.74		3703.89	0.27	
RDC	(A-A); (B-B)	4.08	28.56	24.48	117.16	28.00	789.28	980.52	4000.52	39180	2350.8	0.06	0,48
	(C-C)	4.08	28.56	24.48	78.11	22.46	983.97	853.92	3483.99		2350.8	0.06	
	(D-D)	4.08	28.56	24.48	58.58	24.70	894.73	905.69	3695.21		2350.8	0.06	
	(E-E)	4.08	28.56	24.48	58.58	11.59	190.68	1610.87	6572.34		2350.8	0.06	
	(F-F)	4.08	28.56	24.48	78.11	25.19	877.73	1253.93	5116.03		2350.8	0.06	
	(G-G)	4.08	28.56	24.48	58.58	25.19	877.73	1355.51	5530.48		2350.8	0.06	
	(H-H)	4.08	28.56	24.48	78.11	19.33	1143.30	1541.35	6288.70		2350.8	0.06	
S2	(A-A); (B-B)	4.59	33.15	28.56	103.63	33.59	765.48	978.81	4492.73	37742.75	1132.28	0.03	0.21
	(C-C)	4.59	33.15	28.56	69.08	22.46	114.48	950.27	4361.73		1132.28	0.03	
	(D-D)	4.59	33.15	28.56	51.81	24.70	104.09	1070.80	4914.97		1132.28	0.03	
	(E-E)	4.59	33.15	28.56	51.81	11.59	2218.50	1728.59	7934.22		1132.28	0.03	

Étude du contreventement

	(F-F)	4.59	33.15	28.56	69.08	25.19	1020.74	1361.75	6250.43		1132.28	0.03	
	(G-G)	4.59	33.15	28.56	51.81	25.19	1020.74	1495.05	6862.27		1132.28	0.03	
	(H-H)	4.59	33.15	28.56	69.08	19.33	1330.01	1616.37	7419.13		1132.28	0.03	
S1	(A-A); (B-B)	3.74	36.89	33.15	128.33	33.59	659.00	1623.82	6073.08	40320.83	241.92	0.006	0,042
	(C-C)	3.74	36.89	33.15	85.55	22.46	986.28	1345.62	5031.27		241.92	0.006	
	(D-D)	3.74	36.89	33.15	64.16	24.70	971.12	1450.26	5423.97		241.92	0.006	
	(E-E)	3.74	36.89	33.15	64.16	11.59	1723.08	2202.22	8236.30		241.92	0.006	
	(F-F)	3.74	36.89	33.15	85.55	25.19	902.97	1262.31	4721.03		241.92	0.006	
	(G-G)	3.74	36.89	33.15	64.16	25.19	955.68	1434.82	5366.22		241.92	0.006	
	(H-H)	3.74	36.89	33.15	85.55	19.33	1102.95	1462.29	5468.96		241.92	0.006	

Tableau IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

Niv Sens	S1	S2	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Inertie Moyenne
X-X	25.34	9.65	6	4.1	2.75	1.9	1.7	1.35	0.48	0.21	0.042	4.86
Y-Y	25.34	9.65	6	4.1	2.75	1.9	1.7	1.35	0.48	0.21	0.042	4.86

Tableau IV-13 : les inerties moyennes.

Étude du contreventement

Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques

Sens X-X :

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	4.90	63.63 %
Voiles	2.80	36.36 %
Voiles + Portiques	7.7	100 %

Tableau IV.14 : Pourcentage des voiles et portiques dans le sens X-X

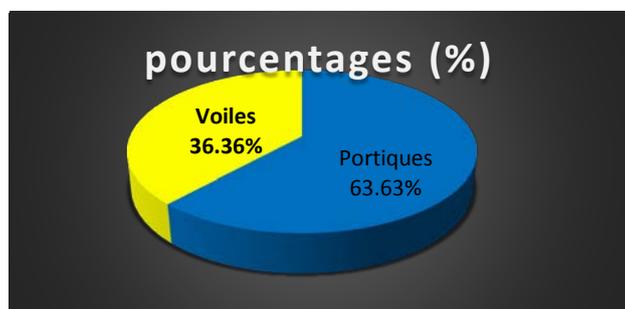
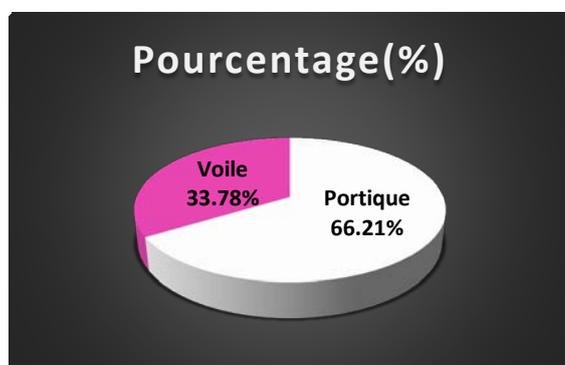


Figure IV.5 : Pourcentage des voiles et portique dans le sens X-X

✓ Sens Y-Y :

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	4.90	66.21 %
Voiles	2.50	33.78 %
Voiles + Portiques	7.4	100 %

Tableau IV.15 : Pourcentage des voiles et portiques dans le sens Y-Y



Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Transversal que longitudinal.

- Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un Contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principale..

- D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)

Modélisation de la structure

IV. Modélisation :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.1. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites.

Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée avec précision. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, les forces sont reliées aux déformations par le biais de la matrice de rigidité. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds.

IV.2 Description du logiciel *ETABS* :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...*etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). *ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD,..*)

IV.3. Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Modélisation de la structure

Steel : acier
 Frame section : coffrage
 Column : poteau
 Beam : poutre

IV.4 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

IV.5 Étapes de modélisation :

• Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

• Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



• Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

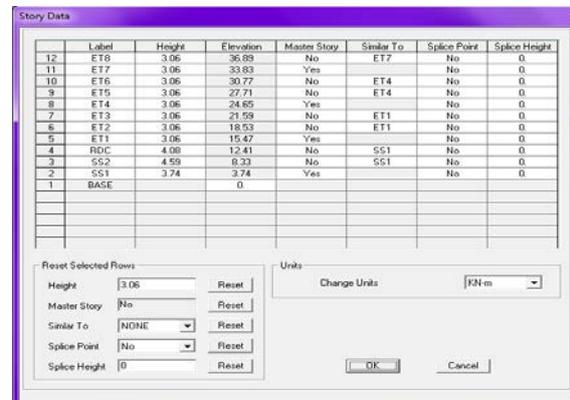
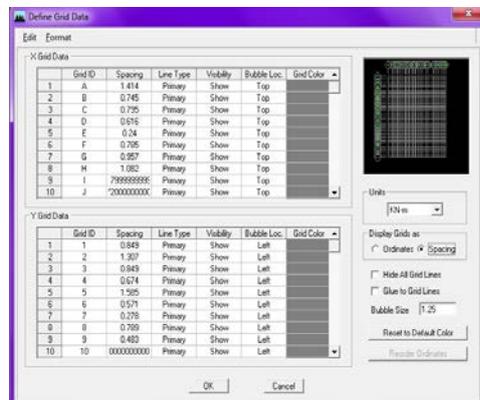
• Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

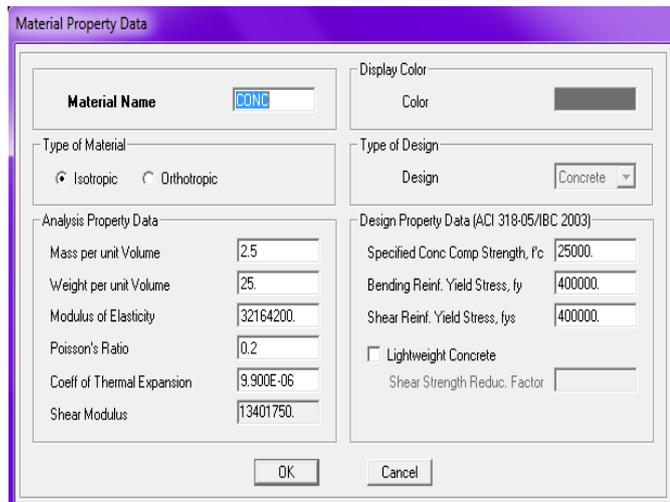
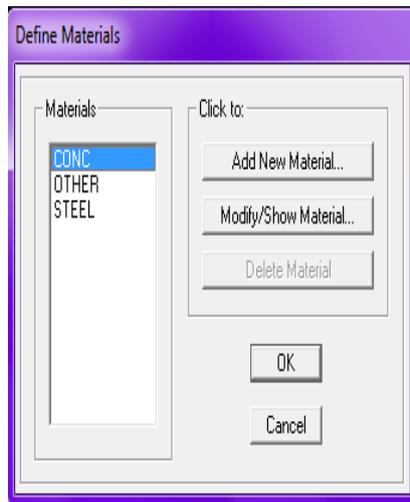


• Deuxième étape :

L'occurrence, l'acier et le béton.

Modélisation de la structure

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /ShowMaterial**, et on apporte les modifications inscrites dans la figuresuivante :

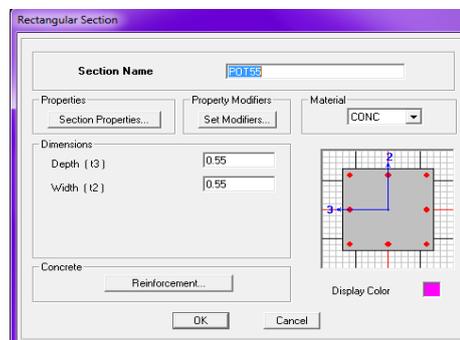
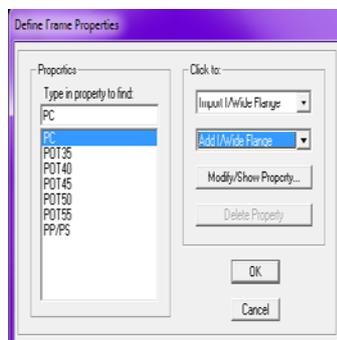


- **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

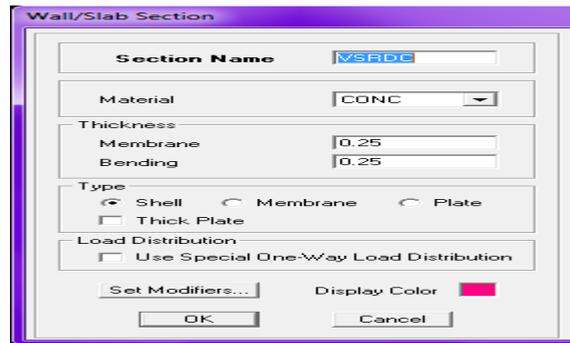
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, section de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

Modélisation de la structure



Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.** →

- **Charges per**

Load Name (Nom de la charge) : G

Type : DEAD (permanente)

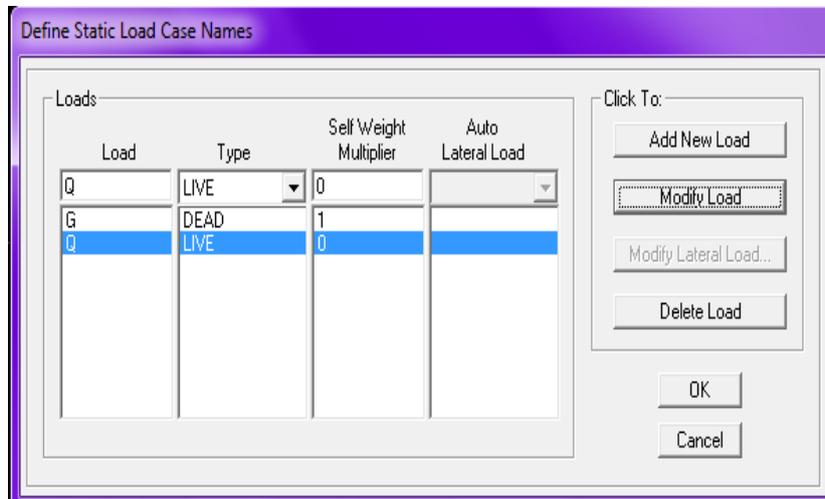
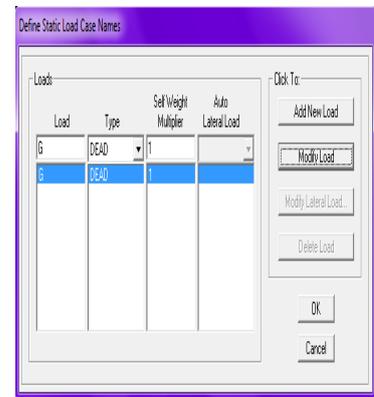
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge) : Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



- **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par Le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

Coeff comportement : 4a - Mixte Portiques-Voiles avec interaction : 5

Modélisation de la structure

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3

Facteur de qualité :

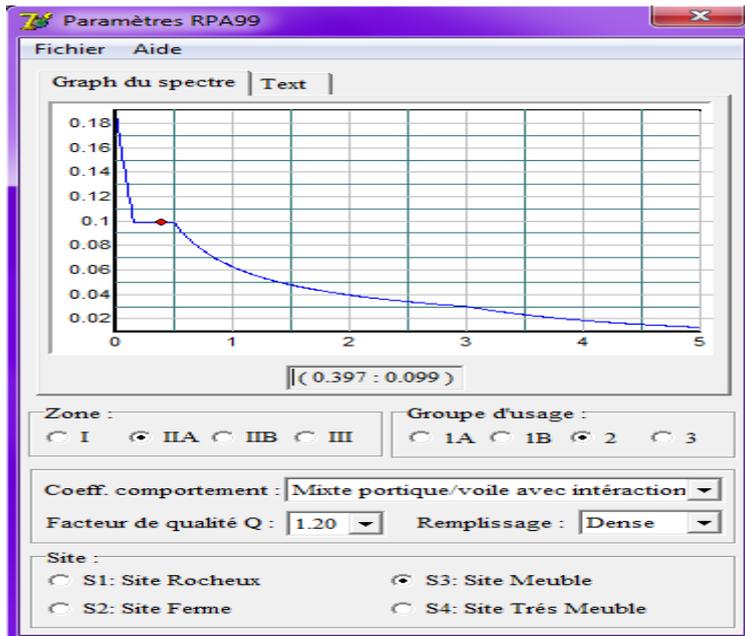
$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1.20$$



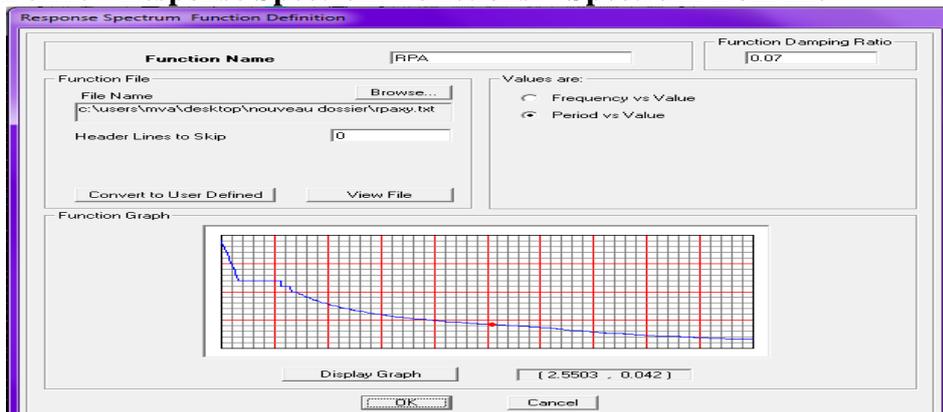
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

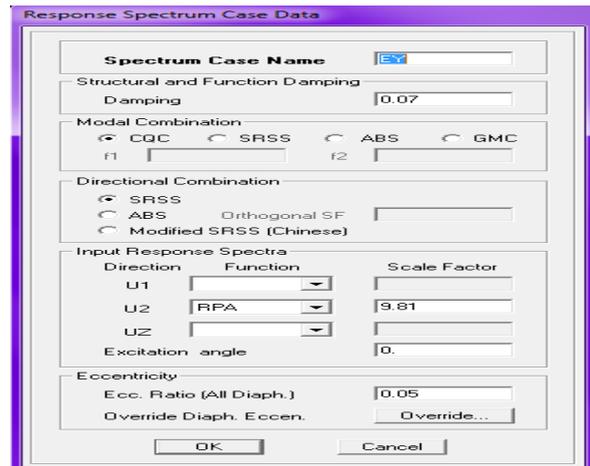
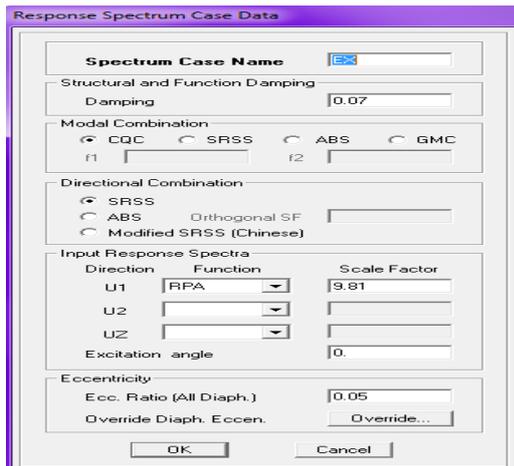


Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

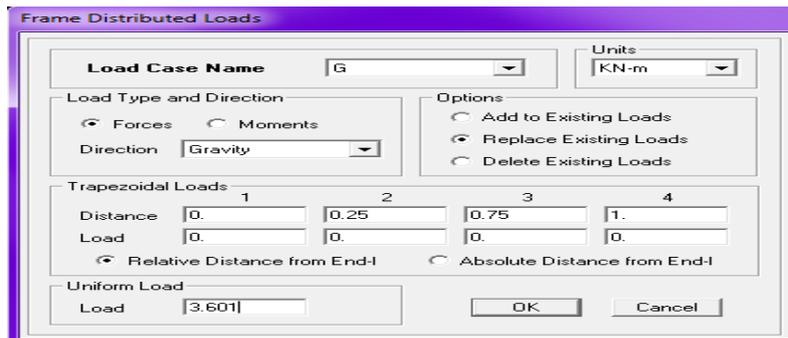
Modélisation de la structure



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

- **Cinquièmes étape** : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Frame /line loads** → **Distributed**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

- **6émé étape** : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q+E$

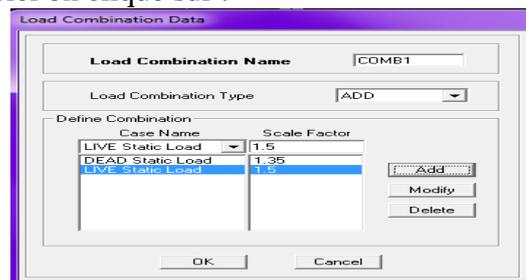
08GE : $0.8G+E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **loadCombinations** → **Add New Combo**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **7émé étape** : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).



Modélisation de la structure

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur **Assign Joint/point**

Restraints 



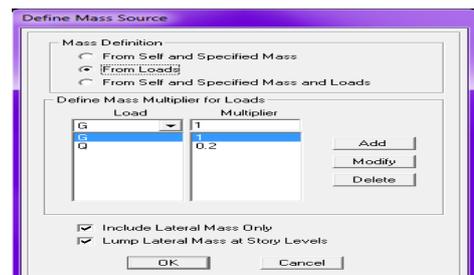
- **Mass- Source :**

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

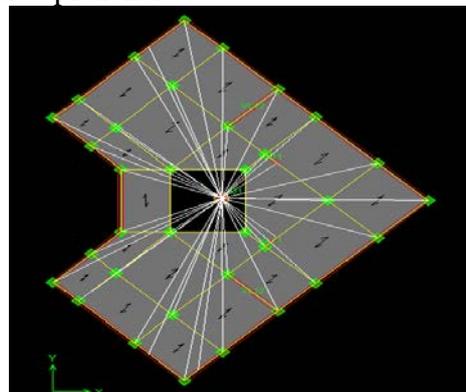
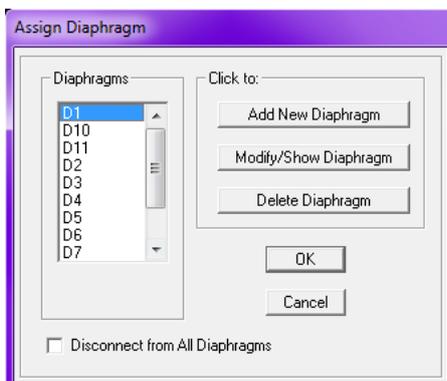
On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign→**Joint/point****Diaphragm**→ **Add New Diaphragm**.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur

OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.



- **Séme étape :** Analyse et visualisation des résultats

Modélisation de la structure

- **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyzeet** on sélectionne **RunAnalysis**.

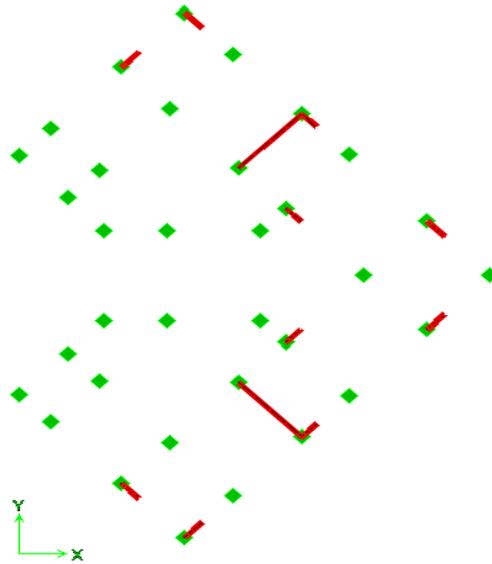


Figure V.1 : Disposition des voiles

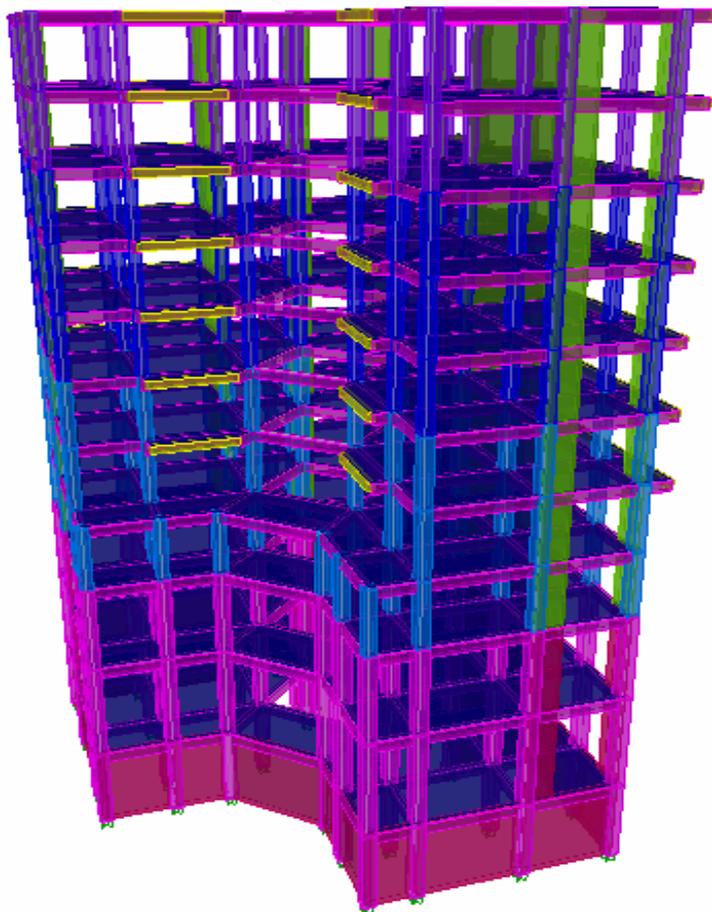


Figure V.2 : Modèle 3D de la structure

Vérification RPA

VI. Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

VI.1. Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems):

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs des champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

1) **Méthode de calcul** : On distingue deux cas :

❖ **Calcul statique** : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales

(G et Q).

❖ **Calcul dynamique** : C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectral

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 /version 2003**). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **les méthodes dynamiques modales spectrales** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA99 version 2003**. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

➤ **Méthode Dynamique Modale Spectrale** :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

VI.3.Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse /de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Vérification RPA

2) Hypothèses de calcul.

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

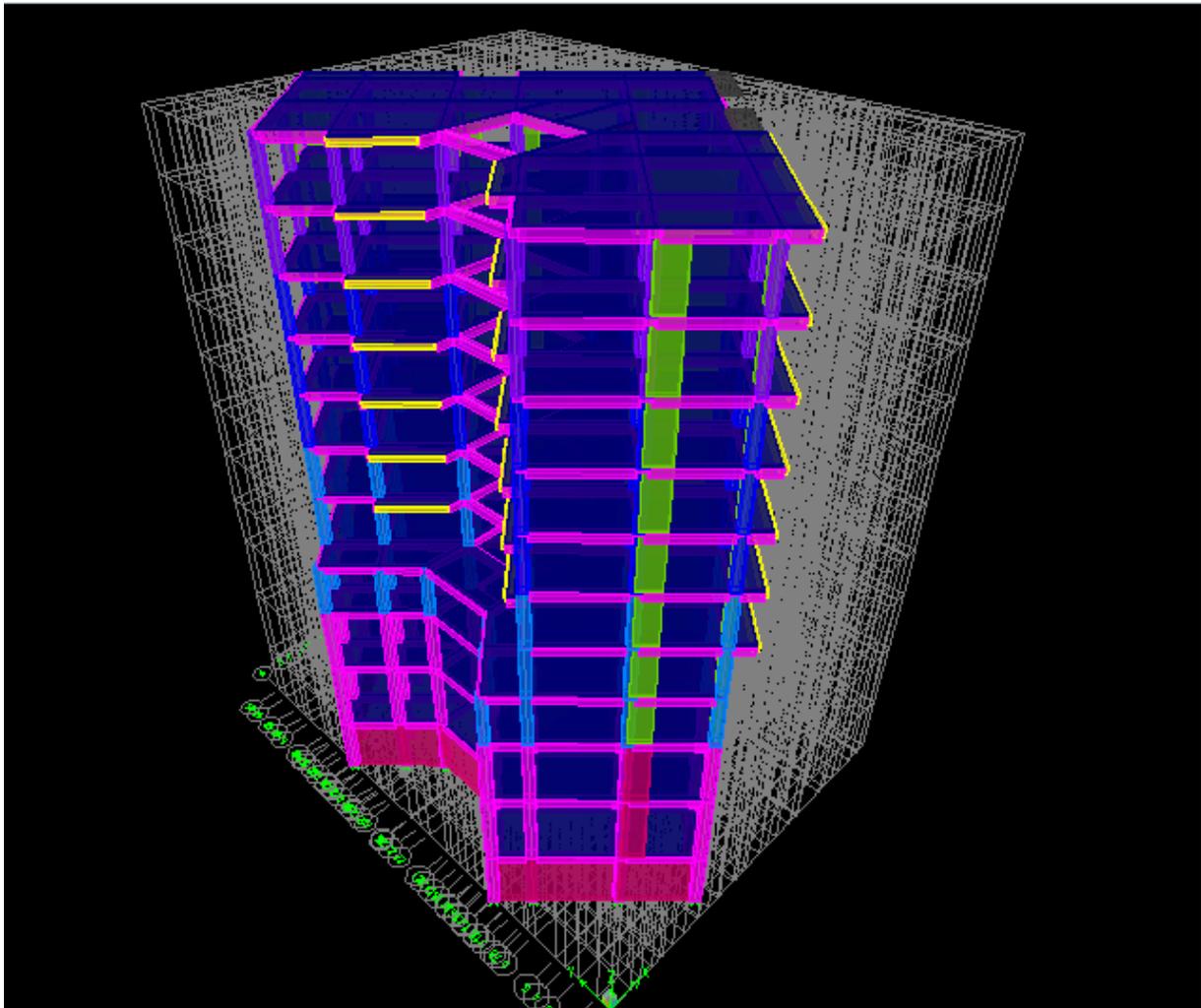


Figure VI-1: Vue en 3 dimensions de la structure

3) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

A. Le spectre de réponse : C'est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

Vérification RPA

$$\left. \begin{array}{ll}
 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\
 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 \frac{s_a}{g} 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\
 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s
 \end{array} \right\}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;

Le site : meuble

La zone : zone IIa TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ Classification de l'ouvrage : selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commerciale dont la hauteur $H = 36.89 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone **IIa**).

❖ Classification du site : Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003),

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. D'après Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3**.

Dépôts de sables et de graviers denses.

❖ Coefficient de comportement R : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.3

On suppose que la valeur du coefficient de comportement égal à 5 (structure mixte avec interaction) $\Rightarrow R=5$

❖ Facteur de qualité : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il 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.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

Vérification RPA

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le tableau

4.4/RPA99.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement

et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante

Pas de variation de la masse est importante **Condition vérifiée**

- ❖ **Régularité en plan** $P1x = P1y = 0.05$
- ❖ **La régularité en élévation est non vérifiée** $P2x = P2y = 0$
- ❖ **Conditions minimales sur les files de contreventement**
Condition non vérifiée dans sens xx. $Px3 = 0.05$
Condition non vérifiée dans le sens yy. $PY3 = 0.05$

- ❖ **Redondance en plan**

Suivant x-x : **Condition non vérifiée** $P4x = 0$

Suivant y-y : **Condition non vérifiée.** $P4y = 0$

- ❖ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

B) Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Critère q	Pénalité Sens x-x	Pénalité P_q Sens y-y
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.0	0
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Suivi de chantier	0.1	0.1

Tableau VI- 1 : Valeurs de pénalités P_q dans le sens x-x et y-y

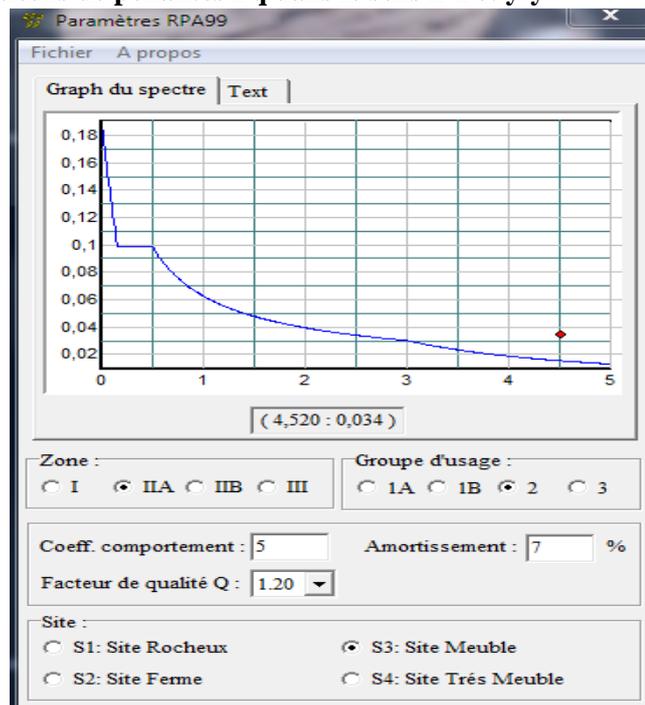


Figure VI.2 : Spectre de réponse.

Vérification RPA

4) Vérification selon les exigences du RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- vérification de la période.
- Vérification de la participation modale.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- Vérification de l'excentricité.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ).
- Efforts normales au niveau des poteaux.
- Justification du système de contreventement

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 donnée par la formule empirique appropriée .

4- 1) Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

* La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empirique ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : $C_T = 0.05$

Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 36.89^{3/4} = 0.748 \text{ sec.}$$

$$D'où : T = 1.3 \times 0.748 = 0.97 \text{ sec} > T_{ETABS} = 0.95 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4- 2) Vérification de la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Vérification RPA

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée, on a :

- Une translation suivant le sens X-X
- Une translation suivant le sens Y-Y
- une rotation suivant le sens Z-Z

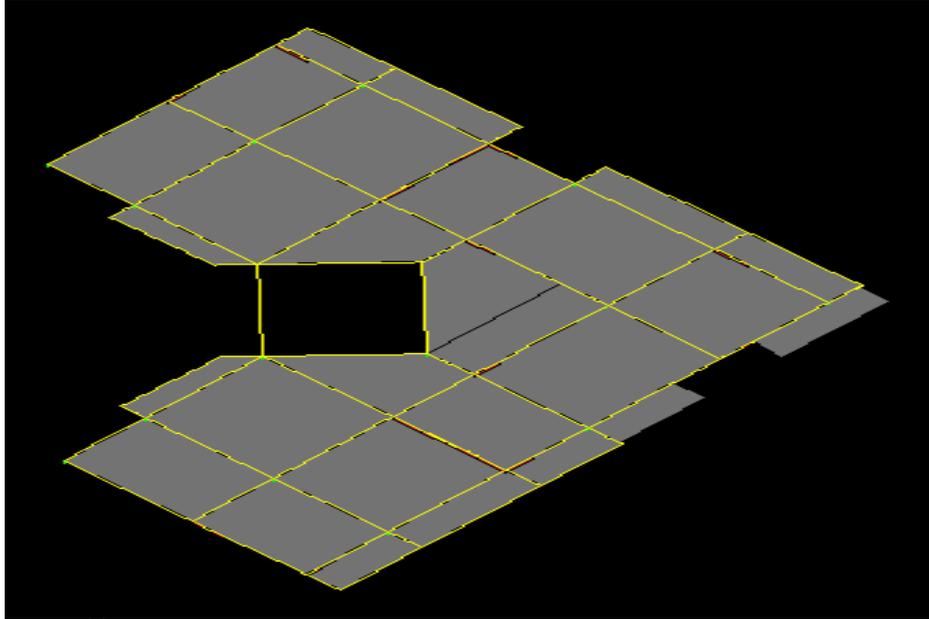


Figure VI.3 : Translation suivant x-x

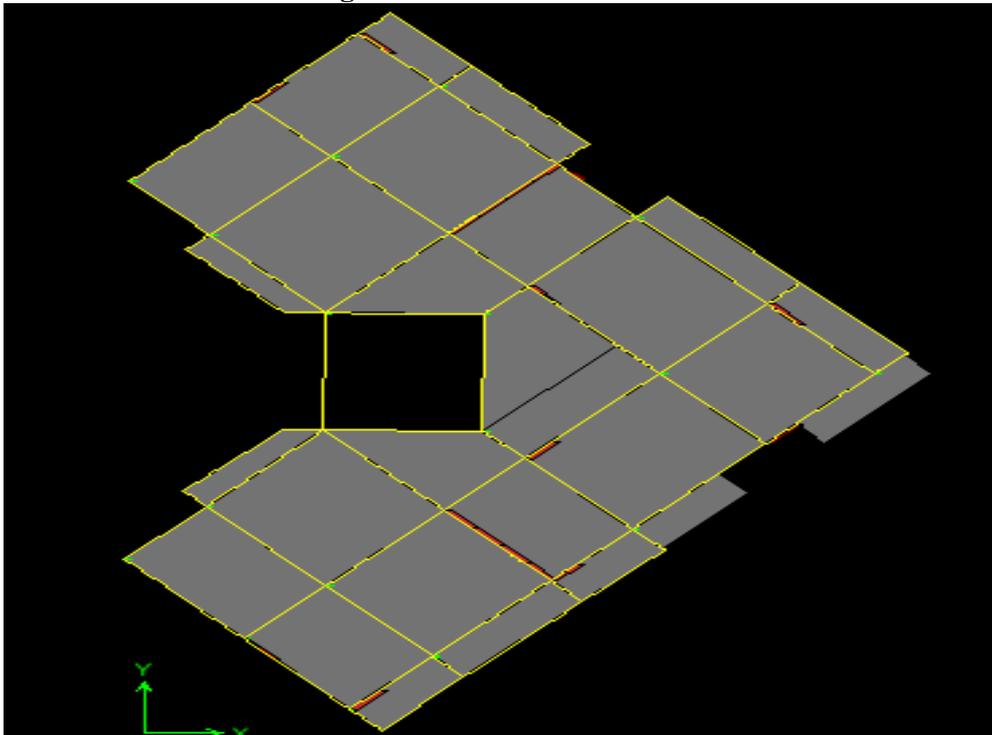


Figure VI.4 : Translation suivant y-y

Vérification RPA

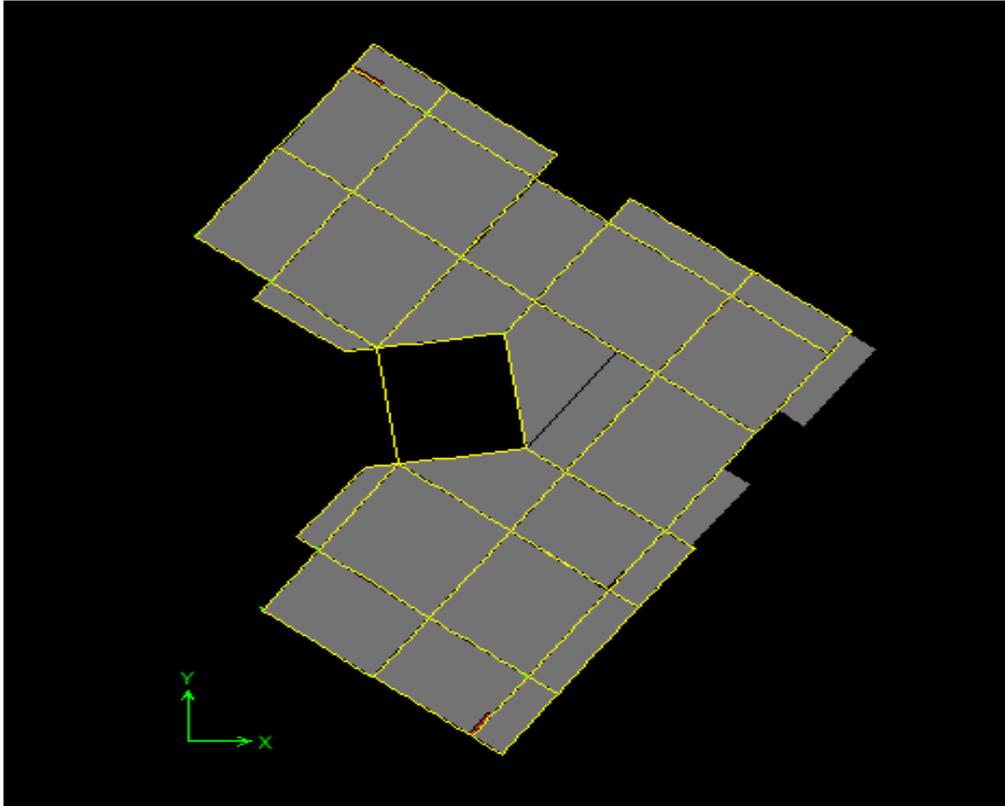


Figure VI.5 : Translation suivant z-z

Edit View		Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
▶	1	0.955627	0.1929	61.6670	0.1929	61.6670	1.4272	94.9319	0.2918	1.4272	
	2	0.877793	58.1568	0.3266	58.3498	61.9936	1.0790	95.4135	93.3125	2.5062	
	3	0.848047	1.0899	1.2540	59.4397	63.2477	59.9066	96.7986	95.0549	62.4127	
	4	0.285063	0.0323	8.2697	59.4720	71.5173	1.8250	97.6929	95.0583	64.2377	
	5	0.250555	0.0006	4.9858	59.4726	76.5031	9.4852	98.2149	95.0583	73.7229	
	6	0.241438	14.5266	0.0128	73.9992	76.5159	0.0002	98.2173	97.7447	73.7231	
	7	0.145897	0.0041	1.9783	74.0033	78.4942	1.7793	98.6832	97.7449	75.5025	
	8	0.117625	0.0336	2.9174	74.0370	81.4115	2.1389	98.9608	97.7501	77.6414	
	9	0.114462	6.4659	0.0164	80.5029	81.4280	0.0146	98.9639	98.8845	77.6560	
	10	0.089513	0.0000	1.0542	80.5029	82.4822	1.5804	99.1118	98.8847	79.2364	
	11	0.070559	4.5149	0.0324	85.0178	82.5147	0.0005	99.1131	99.3372	79.2369	
	12	0.069475	0.0566	1.8054	85.0744	84.3201	0.7343	99.2098	99.3434	79.9712	
	13	0.060445	0.0040	0.9360	85.0784	85.2561	1.6365	99.3491	99.3445	81.6077	
	14	0.050936	4.7294	0.0093	89.8077	85.2653	0.0021	99.3493	99.7084	81.6098	
	15	0.049171	0.0223	1.8170	89.8300	87.0823	0.2395	99.4447	99.7104	81.8493	
	16	0.043496	0.0058	1.3875	89.8359	88.4699	2.5569	99.5825	99.7116	84.4062	
	17	0.040599	3.6157	0.0118	93.4516	88.4817	0.0110	99.5840	99.9011	84.4172	
	18	0.037952	0.0082	1.7155	93.4598	90.1972	0.0000	99.6629	99.9016	84.4173	

Figure VI -6 : Justification de la période et les masses participantes.

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans

- Suivant le sens x-x : le mode 17 = 93.4516
- Suivant le sens y-y : le mode 18 = 90.1972

4-3) Vérification des déplacements

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

Vérification RPA

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 D'après le RPA Art 5-10

les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1% de la hauteur de l'étage**.

$$\Delta k = \Delta k \leq 0.01 h_e$$

Vérification RPA

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Story	H	δ_{ex}	δ_{ey}	Δ_x	Δ_y	R	$\Delta_x.R$	$\Delta_y.R$	≤ 0.01 h_e	Observation
ET8	3.06	0.000788	0.000688	0.000087	0.000055	5	0.000435	0.000275	0.0306	Condition vérifié
ET7	3.06	0.000875	0.000743	0.000068	0.000097	5	0.00034	0.000485	0.0306	Condition vérifié
ET6	3.06	0.000943	0.00084	0.000064	0.000132	5	0.00032	0.00066	0.0306	Condition vérifié
ET5	3.06	0.001007	0.000972	0.000038	0.000103	5	0.00019	0.000515	0.0306	Condition vérifié
ET4	3.06	0.001045	0.001075	0.000009	0.000052	5	0.000045	0.00026	0.0306	Condition vérifié
ET3	3.06	0.001036	0.001127	0.000066	0.000018	5	0.00033	0.00009	0.0306	Condition vérifié
ET2	3.06	0.00097	0.001109	0.000111	0.000078	5	0.000555	0.00039	0.0306	Condition vérifié
ET1	3.06	0.000859	0.001031	0.000281	0.000436	5	0.001405	0.00218	0.0306	Condition vérifié
RDC	4.08	0.000578	0.000595	0.000424	0.000216	5	0.00212	0.00108	0.0408	Condition vérifié
SS2	4.59	0.000154	0.000379	0.000125	0.00035	5	0.000625	0.00175	0.0459	Condition vérifié
SS1	3.74	0.000029	0.000029	0.000029	0.000029	5	0.000145	0.000145	0.0374	Condition vérifié

Tableau VI -2 : déplacements inter-étage

Vérification RPA

4-4) Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :
- ❖ Groupe d'usage : **2** d'après le tableau (Tab 4.1)
- ❖ Zone sismique : **IIa**
- ❖ **R = 5** (structure mixte avec interaction).
- ❖ **Calcul du poids total de la structure W_t :**
Du logiciel ETABS :

Group	Wt	V X	V Y
All	52918.45	2350.67	2245.64

Tableau VI-3 : Le poids total de la structure

❖ **Q : Calcul du facteur de qualité :**

Sens x-x : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 1.10 = 1.20$

Sens y-y : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.10 = 1.20$

❖ **Facteur d'amplification moyen D**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T_{etabs} = 0.95 [s]$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

Site 3 → **T₂ = 0.5** [s] (Site meuble)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA4 - 3})$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \text{Vérfiée.}$$

$T_2 < T_{ETABS} < 3,0$ [sec] Alors → $D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

$$D = 2,5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.97}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.41 \text{ sec}$$

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.20}{5} \times 52918.45 = \mathbf{2686.14 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.41 \times 1.20}{5} \times 52918.45 = \mathbf{2686.14 \text{ KN}}$$

V_x = 2350.67 KN > 0.8 × 2686.14 = 2148.91 KN.....Condition vérifiée

Vérification RPA

$V_y = 2245.64 \text{ KN} > 0.8 \times 2686.14 = 2148.91 \text{ KN}$Condition vérifiée

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 équivalent.

4-5) : Vérification de l'excentricité :

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

Vérification RPA

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

Story	Diaphragme	Masse		Centre de masse		Centre de torsion	
		Mass X	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
ET7	D10	413.826	413.826	10.505	14.526	10.162	14.638
SS2	D2	563.4661	563.4661	9.586	14.724	17.648	14.895
RDC	D3	485.6413	485.6413	9.145	14.545	13.359	14.782
ET1	D4	450.755	450.755	9.224	14.544	10.665	14.688
ET2	D5	430.8606	430.8606	10.474	14.528	9.888	14.655
ET3	D6	425.6731	425.6731	10.482	14.527	9.684	14.641
ET4	D7	423.7713	423.7713	10.509	14.527	9.686	14.635
ET5	D8	424.6489	424.6489	10.526	14.532	9.794	14.636
ET6	D9	420.0074	420.0074	10.534	14.532	9.961	14.638
ET8	D11	403.8676	403.8676	10.497	14.526	10.326	14.639
SS1	D1	636.6838	636.6838	9.467	14.706	9.582	14.572

Tableau VI -4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Vérification RPA

a) Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit :

$$e = 0,05.L_{\max}$$

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le **sens x-x (ex)** : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\%L_{\max}$

Suivant **Y-Y (ey)** : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\%L_{\max}$

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Vérification RPA

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Story	XCM	XCR	ex	YCM	YCR	ey	5%Lmax	Observation
ET7	10.505	10.162	0.343	14.526	14.638	-0.112	1.45	Condition vérifié
SS2	9.586	17.648	-8.062	14.724	14.895	-0.171	1.45	Condition vérifié
RDC	9.145	13.359	-4.214	14.545	14.782	-0.237	1.45	Condition vérifié
ET1	9.224	10.665	-1.441	14.544	14.688	-0.144	1.45	Condition vérifié
ET2	10.474	9.888	0.586	14.528	14.655	-0.127	1.45	Condition vérifié
ET3	10.482	9.684	0.798	14.527	14.641	-0.114	1.45	Condition vérifié
ET4	10.509	9.686	0.823	14.527	14.635	-0.108	1.45	Condition vérifié
ET5	10.526	9.794	0.732	14.532	14.636	-0.104	1.45	Condition vérifié
ET6	10.534	9.961	0.573	14.532	14.638	-0.106	1.45	Condition vérifié
ET8	10.497	10.326	0.171	14.526	14.639	-0.113	1.45	Condition vérifié
SS1	9.467	9.582	-0.115	14.706	14.572	0.134	1.45	Condition vérifié

Tableau VI - 5 : Vérification de l'excentricité théorique

Vérification RPA

4-6) : Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

La valeur de la force axiale appliquée.

La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1 »

h_k: hauteur d'étage «k».

Si $\theta_k \leq 0.1$ → effet P-Delta peut être négligé

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_k)$

Si $\theta_k \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification RPA

Story	h	δ_{ex}	δ_{ey}	Δ_x	Δ_y	P	VX	VY	$\Delta_x * P$	VX*he	θ_x	$\Delta_y * P$	Vy*he	θ_y	Conclusions
ET8	3.06	0.000788	0.000688	0.000087	0.000055	4406.93	538.98	25.56	0.38	1649.27	0.00023	0.24	78.21	0.003	C.V
ET7	3.06	0.000875	0.000743	0.000068	0.000097	8593.86	882.65	38.04	0.58	2700.91	0.00021	0.83	116.4	0.0071	C.V
ET6	3.06	0.000943	0.00084	0.000064	0.000132	12889.07	1173.73	47.27	0.82	3591.6	0.00022	1.7	144.64	0.011	C.V
ET5	3.06	0.001007	0.000972	0.000038	0.000103	17167.07	1414.92	56.94	0.65	4329.65	0.00015	1.76	174.23	0.01	C.V
ET4	3.06	0.001045	0.001075	0.000009	0.000052	21445.06	1619.21	63.99	1.93	4954.78	0.00038	1.12	195.81	0.0057	C.V
ET3	3.06	0.001036	0.001127	0.000066	0.000018	25815.75	1795.68	71.51	1.7	5494.78	0.00031	0.46	185.81	0.0024	C.V
ET2	3.06	0.00097	0.001109	0.000111	0.000078	30186.44	1947.33	77.38	3.35	5958.83	0.00056	2.35	236.78	0.0099	C.V
ET1	3.06	0.000859	0.001031	0.000281	0.000436	34834.97	2075.57	81.46	9.78	6296.16	0.00015	15.18	249.26	0.0609	C.V
RDC	4.08	0.000578	0.000595	0.000424	0.000216	40071.22	2179.67	83.44	16.99	8893.05	0.0019	8.65	340.43	0.025	C.V
SS2	4.59	0.000154	0.000379	0.000125	0.00035	46246.16	2274.1	90.32	5.78	10438.12	0.00055	16.18	414.56	0.039	C.V
SS1	3.74	0.000029	0.000029	0.000029	0.000029	52918.45	2350.67	110.53	1.53	8791.5	0.00017	1.53	413.38	0.0037	C.V

Tableau VI.6 : récapitulatif de l'effet P- Δ

Vérification RPA

4-7) : Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : Art7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

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

$N_d = 2066.03$ KN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

B_c : l'aire de la section réduite de béton (section brute).

$f_{c28} = 25$ MPa : la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{2066.03}{52 \times 52 \times 2.5} = 0.30 = 0.30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4-8) Justification du système de contreventement :

De manière générale, le contreventement d'une structure peut être assuré soit par un système unique, comme par exemple : voile uniquement, portiques, etc. ... soit par association de plusieurs systèmes de contreventement (mixte).

On doit vérifier les relations suivantes :

❖ Charges horizontales :

$$\frac{F_{\text{portiques}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les } .$$

$$\frac{F_{\text{voiles}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus à la base de la structure sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	F _{total} (KN)		F _{portiques} (KN)		F _{voiles} (KN)		% Portiques		% Voiles	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
1 S-Sol	2350.1237	121.6647	2348.3916	181.2955	2280.9378	140.7161	50,72	56.3	49.27	43.69

Tableau VI.6 : Résumé des charges horizontales revenant aux voiles et portiques

❖ Charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales :

$$\frac{F_{\text{voiles}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{F_{\text{portiques}}}{\Sigma(F_{\text{portiques}} + F_{\text{voiles}})} \geq 25\%$$

Les résultats obtenus à la base de la structure sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Vérification RPA

Niveau	F _{total} (KN)	F _{portiques} (KN)	F _{voiles} (KN)	% portiques	% voiles
S-Sol 1	78367.99	77443.02	40932.56	65.42	34.57

Tableau VI.87 : Résumé des charges verticales revenant aux voiles et portique.

Conclusion général :

D'après ses résultats les sollicitations horizontales, type sismique, ne sont pas reprises en totalité par les voiles, donc le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portiques voiles avec interaction d'où le coefficient de comportement $R=5$. On résume la vérification des résultats obtenus ci-dessous :

- La période est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.
- système de contreventement est vérifié
- Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Ferrailage des poteaux

1) Les poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$.

1-1) Les recommandations pour le ferrailage :

- **Recommandations du RPA :** (zone IIa)
- **Armatures longitudinales :** (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Le diamètre minimal est de **12 mm**, La longueur minimale de recouvrement est de (zone

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés

- **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %**

- **Poteau (55×55) :** $A_{min}=0,008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$
- **Poteau (50×50) :** $A_{min}=0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$
- **Poteau (45 × 45) :** $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 14.2 \text{ cm}^2$
- **Poteau (40 × 40) :** $A_{min}=0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement

- **Zone courante sera de 4% x b x h**

- Poteau (55 × 55) : $A_{max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$
- Poteau (50×50) : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
- Poteau (45× 45) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 × 40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- **Zone de recouvrement sera de 6% x b x h**

- Poteau (55×55) : $A_{max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 × 40) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40 × 40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

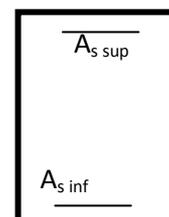
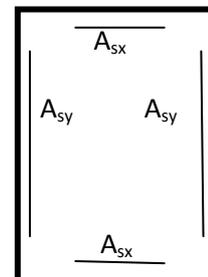
- **Conventions :**

- **Efforts normaux :** $N > 0$: compression

$N < 0$: traction

- **Ferrailage :** A_{sx} : armatures dans le sens xx.

A_{sy} : armatures suivant le sens yy.



1-2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- a) **Section entièrement tendus :** $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$

A_{s2} et $A_{s \text{ inf}}$. Seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{s \text{ sup}} \times \sigma_{st} + A_{s \text{ inf}} \times \sigma_{st} \\ A_{s \text{ sup}} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{c} - c - eu \right) = 0. \end{cases}$$

Ferrailage des poteaux

b) **Section partiellement comprimée** : $e = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$

il faut vérifier en plus l'inégalité suivante : $(d-c)N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f$

avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - C \right) \rightarrow$ moment fictif

si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fera comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

- Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée (SSA)
- Si $\mu_b > \mu_1$ section est doublement armée (SDA)

Donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$\mu_1 = 0.392$

$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

La section réelle est donnée par $A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée.

$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$; $A'_1 = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

Avec : $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s}$

c) **Section entièrement comprimée** :

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, il ya deux cas possible de ferrailage après vérification de la condition suivante :

$N_u (d-c) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h} \right) bh^2 f_{bu} \dots \dots \dots (B)$

-si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$A'_s = \frac{M_f - (d-0.5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s}$; $A_s = \frac{N_u - b h f_u}{\sigma_s} - A'_s$

-si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimées.

$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$

$A_s = 0$

Avec : $\Psi = \frac{0.375 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.875 - \frac{c'}{h}}$

d) **-Exemple de calcul avec Socotec:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

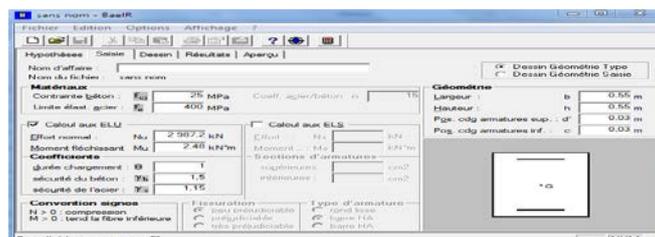


Figure. VII-1- caractéristiques et sollicitation de la section

Ferrailage des poteaux

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats 

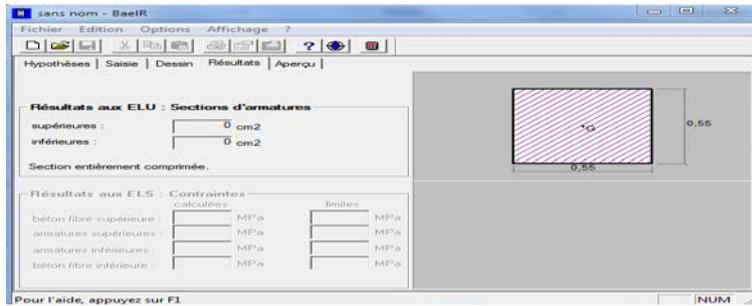


Figure VII -2- Résultat de calcul de la section d'armature

e) Conclusion :

Après consultation de logiciel SCOTEC, on a trouvé les résultats si après :

Ferrailage des poteaux

	N(KN)			M(KN.m)	e(cm)	$\frac{h}{2} - c$	obs	$A_{sup}(cm^2)$	$A_{inf}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$ (RPA)	A_{adopt}	Choix des barres	
55x55	N _{max} =2987.2			M _{cor} =2.48	0.08	24.5	SEC	0	0	24.2	24.86	4HA20 8HA14	
	Θ=1	$\gamma_b=1.5$	$\gamma_s=1.15$										
	N _{min} =115.34			M _{cor} =10.213	8.85	24.5	SEC	0	0				
	0.85	1.15	1										
	M(KN.m)			N(KN)									
	M2 _{max} =137.075			N _{cor} =1085.5 9	12.6	24.5	SEC	0	0				
Θ	γ_b	γ_s											
	0.85	1.15	1										
50x50	N _{max} =1852.46			M _{cor} =7.853	0.42	22	SEC	0	0	20	20.33	8HA14 4HA16	
	Θ	γ_b	γ_s										
	1	1.5	1.15										
	N _{min} =64.09			M _{cor} =41.633	64.96	22	SPC	0	1.38				
	Θ	γ_b	γ_s										
	0.85	1.15	1										
	M(KN.m)			N(KN)									
M2 _{max} =152.674			N _{cor} =950.04	16	22	SEC	0	0					
Θ	γ_b	γ_s											
	0.85	1.15	1										

Ferrailage des poteaux

45x45	N _{max} =1055.09			M _{cor} =5.997	0.58	19.5	SEC	0	0	14,1	14.2	4HA16 4HA14
	⊖	γ _b	γ _s									
	1	1.5	1.15									
	N _{min} =54.28			M _{cor} =30.816	56.8	19.5	SPC	0	1.12			
	⊖	γ _b	γ _s									
	0.85	1.15	1									
	M(KN.m)			N(KN)								
M2 _{max} =126.068			N _{cor} =281.08	44.85	19.5	SPC	0	4.33				
⊖	γ _b	γ _s										
0.85	1.15	1										
40x40	N _{max} =414.4			M _{cor} =3.834	0.93	17	SEC	0	0	12.8	13.57	8HA14
	⊖	γ _b	γ _s									
	1	1.5	1.15									
	N _{min} =21.48			M _{cor} =30.759	143.1	17	SPC	0	1.8			
	⊖	γ _b	γ _s									
	0.85	1.15	1									
	M(KN.m)			N(KN)								
M2 _{max} =92.73			N _{cor} =101.38	91.47	17	SPC	0	5.21				
⊖ =	γ _b =	γ _s =										
0.85	1.15	1										

Tableau VII.1 : section de l'armature

Ferrailage des poteaux

1-3) Vérification a l'ELU :

1- Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

2- Diamètre des armatures transversales :

- Selon l'Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99.

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmin}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \quad \text{soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_l = Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 8.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

Avec :

Tu: Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S t : Espacement des armatures transversales.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à :

$\rho_1 = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_1 = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$

L'élançement géométrique (λ_g) est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$; dans notre cas : a = b

Avec :

Tel que : $L_f = 0.707l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau, Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 374 \text{ cm pour le sol1} \\ l_0 = 459 \text{ cm pour le sol2} \\ l_0 = 408 \text{ cm pour le RDC} \\ l_0 = 306 \text{ cm pour les autres étages} \end{array} \right.$$

3- calcul des espacements des armatures transversales :

- Selon l'Art 7.4.2.2 /RPA99 version 2003

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone nodale :

$St \leq \min \{ 10 \phi^{lmin} ; 15 \text{ cm} \}$ en zone IIa.

$St \leq \min \{ 10(1,2) ; 15 \text{ cm} \} = 12 \text{ cm}.$

Ferrailage des poteaux

- **En zone courante :**

$$St \leq 15 \phi l^{\min} t = 18 \text{ cm.}$$

Conclusion : On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $St \leq 15 \phi l^{\min} = 15 \text{ cm.}$

4-Calcul d'Élancement géométrique du poteau λ_g : ((l'art B.8.4.1 / BAEL91-):

$$\lambda_g = \frac{0.707 l_0}{a}$$

On a:

$S_t = 10 \text{ cm}$ (en zone nodale)

$S_t = 15 \text{ cm}$ (en zone courante)

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau ci-après :

Zone	Tu (KN)	l ₀ (cm)	L _f (cm)	a (cm ²)	λ _g	ρ _a	A _t (cm ²)		A _{ad} (cm ²)
							S _t = 10(cm)	S _t = 15(cm)	
I (55× 55)	57.11	374	264.4	55	4.81	3.75	0.97	1.46	2.01
		459	324.5		5.90	2.5	0.65	0.97	2.01
		408	288.4		5.24	2.5	0.65	0.97	2.01
II (50× 50)	94.62	306	216.34	50	4.33	3.75	1.77	2.66	3.01
III (45× 45)	72.35	306	216.34	45	4.81	3.75	1.51	2.26	3.01
IV (40× 40)	54.36	30	216.34	40	5.40	2.5	0.85	1.27	2.01

Tableau VII.2: Sections des armatures transversales

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\theta_L^{\min} = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

Au niveau des poutres :

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h est la hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

$h' = 60\text{cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du sous-sol1

$h' = 67.33 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du sous-sol2

$h' = 60\text{cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du RDC

$h' = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux pour les étages courants.

- **Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

Ferrailage des poteaux

Pour les HA12 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 70.55 \text{ cm}$

5- Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ;

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone	Vu (kN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	$\tau_{b adm}$ (MPa)	Vérification
I (55× 55)	57.11	55	52	4.81	0.04	0.2	1	CV
				5.60	0.075		1.875	CV
				5.24	0.075		1.875	CV
II (50× 50)	94.62	50	47	4.33	0.04	0.40	1	CV
III (45× 45)	72.35	45	42	4.81	0.04	0.38	1	CV
IV (40× 40)	54.36	40	37	5.10	0.075	0.37	1	CV

Tableau VII.3. : Vérification au cisaillement

- Les armatures longitudinales : Art (7.4.2.1) du RPA

- Les armatures longitudinales sont des haute adhérences, droite et sans crochets
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale du recouvrement est de 40ϕ

En zone IIa.

- ✓ Poteaux (55× 55): $l_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (50× 50): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (45× 45): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- ✓ Poteaux (40× 40): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25 \text{ cm}$

6- Vérifications à l'ELS :

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times bd.$$

Ferrailage des poteaux

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

7- Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90 A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4 \cdot u}$$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A_s' \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

8- Vérification d'une section entièrement comprimée :

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Les résultats des vérifications avec le logiciel SOCOTEC sont résumés dans le tableau suivant :

Ferrailage des poteaux

NIV	Section (cm ²)	Nsmax(KN)	Mscor (KN.m)	e(cm)	$\left(\frac{H}{6}\right)$ (cm)	Obs	σ_{bs}	σ_{bi}	σ_b	OBS	σ_{SS}	σ_{SI}	σ_s	OBS
Zone I	55x55	1997.14	1.653	0.08	9.16	SEC	5.33	5.26	15	CV	79.9	78.9	348	CV
		1173.05	12.109	1.03		SEC	3.39	2.84		CV	50.3	43		
		Ncorr	Mmax											
		1384.15	29.12	2.10		SEC	4.33	3.01		CV	63.9	46.2		
Zone II	50x50	1248.63	5.041	0.40	8.33	SEC	4.17	3.86	15	CV	62.3	58.2	348	CV
		77.93	35.308	45.31		SPC	1.54	0		CV	20.1	-24.7		
		Ncorr	Mmax											
		971.52	69.207	7.12		SEC	5.24	1		CV	74.8	18.9		
Zone III	45x45	715.21	3.823	0.53	7.5	SEC	2.99	2.67	15	CV	44.5	40.3	348	CV
		227.23	17.958	7.90		SEC	1.66	0.14		CV	23.3	3.63		
		Ncorr	Mmax											
		396.51	30.353	7.65		SEC	2.85	0.29		CV	40.1	6.87		
Zone IV	40x40	280.95	2.767	0.9	6.67	SEC	1.57	1.23	15	CV	23.1	18.9	348	CV
		62.58	21.938	53.05		SPC	1.91	0		CV	23.9	-29.2		
		Ncorr	Mmax											
		74.44	31.503	42.31		SPC	2.68	0		CV	33.2	-46.3		

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes.

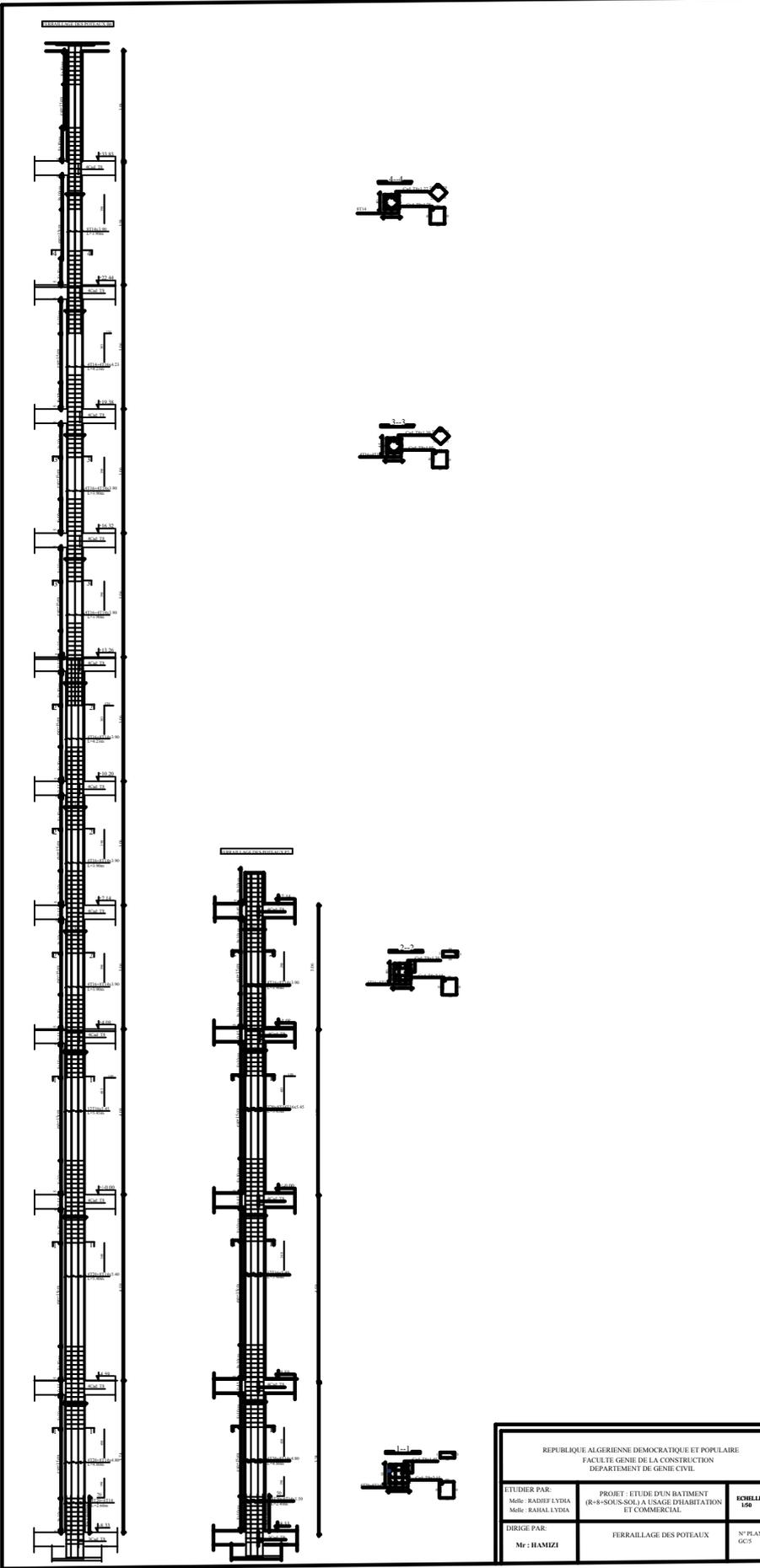
Ferrailage des poteaux

Remarque :

Des résultats on constate que les contraintes développées dans le béton et les aciers sont loin des contraintes admissibles, un redimensionnement des sections de béton s'impose avec un nouveau calcul de ferrailage.

Zones	Section (cm ²)	Armatures longitudinales
Zone I	55×55	8HA14 4HA20
Zone II	50×50	8HA14 4HA16
Zone III	45×45	4HA16 4HA14
Zone IV	40×40	8HA14

Tableau VII.5 : Ferrailage des poteaux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR: Mlle: RADIEF LYDIA Mlle: RAMAL LYDIA	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8-SOUS-SOL) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mr: HAMIZI	FERRAILLAGE DES POTEAUX	N° PLAN: GCS

Ferraillage des poutres

VIII. Ferraillage des poutres :

VIII. 1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (les poutres sont pas exposées aux intempéries) d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Combinaisons fondamentales :

$$\text{À L'ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{À L'ELS : } G + Q.$$

Combinaisons accidentelles :

$$\text{Selon RPA99 révisé 2003 : } G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E$$

- La combinaison (1.35G + 1.5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (0.8G ± E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où M est positif de déterminer le ferraillage au niveau des appuis.
-

VIII.2.Recommandation du RPA99 version 2003 :

VIII. 2.1. Armatures longitudinales : (Article 7.5.2-1 du RPA 99 version 2003)

• Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % de la section du béton :

- ✓ Poutres principales : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres secondaires : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

• Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ **En zone courante : 4 % (b,h)**

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

- ✓ **En zone de recouvrement : 6 % (b,h)**

$$\text{Poutre principale : } A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

• La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II_a)

• L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Ferrailage des poutres

VIII. -2-2 . Armatures transversales : (R.P.A 2003 Art 7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$\checkmark S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \quad \text{en zone nodale.}$$

$$\checkmark S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII..3. Calcul du ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_c : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$

Remarque :

- **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \\ \gamma_s=1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc}=14.2\text{MPa} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

- **En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.15 \\ \gamma_s=1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc}=18.48\text{MPa} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

En comparant les deux moments réduits μ et μ_l deux cas se présentent :

Définition du moment réduit limite « μ_l » : Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l »:

- **1^{ier} cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée (**SSA**).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{SC} = 0$.

Ferrailage des poutres

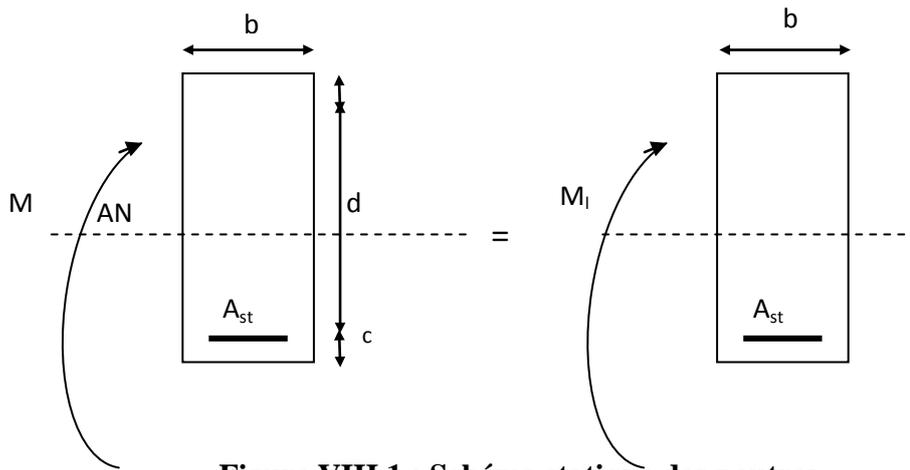


Figure VIII.1 : Schéma statique des poutres

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- 2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

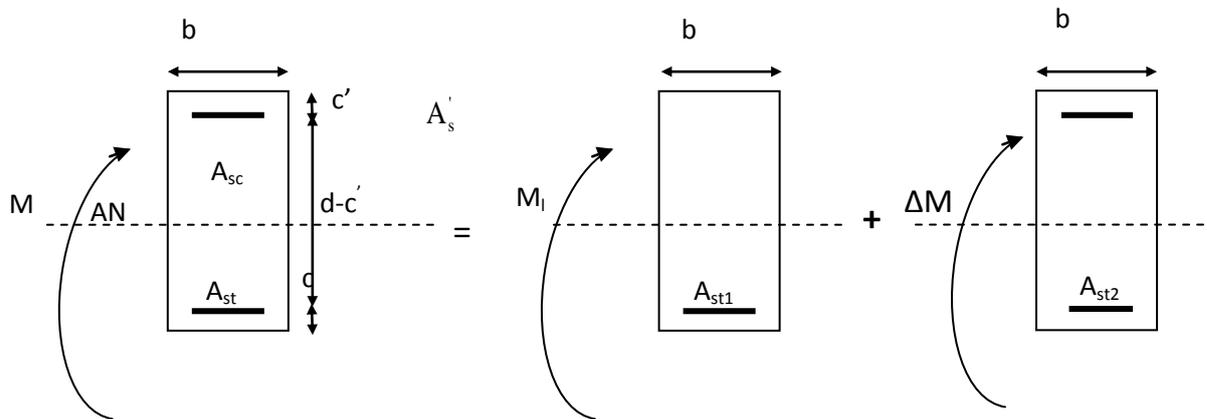


Figure VIII.2: Schéma statique des poutres

Avec : M_U : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

- Finalement :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{array} \right.$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

Ferrailage des poutres

Zone		M(KN/m)		b	d	μ	Obs	β	σ_s	A_{st}	ferrailage	$A_{adopté}$
I	Travée	94.174	45.3	30	42	0.110	SSA	0.942	400	6.84	3HA16+chap (3HA12)	9.42
	appuis	-138.663	156.68	30	42	0.142	SSA	0.923	400	8.94	3HA16+chap (3HA14)	10.65
II	Travée	89.519	124.34	30	42	0.142	SSA	0.923	400	6.64	3HA16+chap (3HA12)	9.42
	Appuis	-94.335	166.86	30	42	0.198	SSA	0.889	400	7.23	3HA16+chap (3HA14)	10.65
III	Travée	101.634	111.39	30	42	0.136	SSA	0.927	400	7.50	3HA16+chap (3HA12)	9.42
	appuis	-123.098	74.71	30	42	0.172	SSA	0.905	400	8.02	3HA16+chap (3HA14)	10.65
IV	Travée	107.128	82.32	30	42	0.110	SSA	0.942	400	6.77	3HA16+chap (3HA12)	9.42
	appuis	-102.086	85.37	30	42	0.166	SSA	0.909	400	7.68	3HA16+chap (3HA14)	10.65

Tableau VIII.1: Ferrailage des poutres Principales à l'ELU

Ferrailage des poutres

Zone		M(KN/m)	V _{corr}	b	d	μ	Obs	β	A _{st}	ferrailage	As adopté
I	Travée (ELU)	65.764	-61.21	30	42	0.128	SSA	0.931	4.83	3HA16	6.03
	appuis	-78.173	144.62	30	42	0.110	SSA	0.942	5.67		
II	Travée (ELU)	58.028	-129.76	30	42	0.148	SSA	0.919	4.01	3HA16	6.03
	Appuis	-70.232	-125.63	30	42	0.146	SSA	0.921	5.21		
III	Travée (ELU)	43.054	-48.71	30	42	0.106	SSA	0.944	3.12	3HA16	6.03
	Appuis	-64.937	-119.04	30	42	0.140	SSA	0.924	4.80		
IV	Travée (ELU)	38.263	-50.05	30	42	0.110	SSA	0.942	2.77	3HA16	6.03
	appuis	-53.897	6.44	30	42	0.122	SSA	0.935	3.94		

Tableau VIII.2: Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU

Ferrailage des poutres

VIII.4 Vérifications à (ELU) :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Article A.4.2-1 du BAEL 91)

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

• Poutres principales (30×45) :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Poutres secondaires de (30×45)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Article A.5.1-1 du BAEL 91) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette Justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{198.71 \times 10^3}{300 \times 420} = 1.57 \text{ MPa}$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{182.65 \times 10^3}{300 \times 420} = 1.45 \text{ MPa}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

• **Poutres principales :** $\tau_u = 1.57 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

• **Poutres secondaires :** $\tau_u = 1.45 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

$$156.68 - \frac{138.663}{0.9 \times 0.42} = -210.15 < 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$166.86 - \frac{94.335}{0.9 \times 0.42} = -82.70 < 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Ferrailage des poutres

Poutres principales : $74.71 - \frac{123.098}{0.9 \times 0.42} = -250.94 < 0 \dots \dots \dots CV$

$85.37 - \frac{102.086}{0.9 \times 0.42} = -346.07 < 0 \dots \dots \dots CV$

$144.62 - \frac{78.173}{0.9 \times 0.42} = -62.186 < 0 \dots \dots \dots CV$

$125.63 - \frac{60.168}{0.9 \times 0.42} = -60.168 < 0 \dots \dots \dots CV$

Poutres secondaires :

$119.937 - \frac{64.937}{0.9 \times 0.42} = -51.854 < 0 \dots \dots \dots CV$

$6.44 - \frac{53.897}{0.9 \times 0.42} = -136.144 < 0 \dots \dots \dots CV$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :
(Article A.5.1.32 du BAEL 91)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$T_u = 198,71 \text{ KN} < \bar{T}_u = 756 \text{ KN}$

- **Poutres secondaires :**

$\bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,42 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 756 \text{ kN}$ $T_u = 182,65 \text{ KN} < \bar{T}_u = 756 \text{ KN}$

Conclusion : La condition est vérifiée.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$

Poutres principales :

$\sum U_i = (3 \times 1,6 + 3 \times 1,4) \times 3,14 = 28,26 \text{ cm}$

Zone I : $\tau_{se} = \frac{156,68 \times 10}{0,9 \times 42 \times 28,26} = 1,46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$

Ferrailage des poutres

$$\text{Zone II : } \tau_{se} = \frac{166.86 \times 10}{0.9 \times 42 \times 28.26} = 1.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Zone III : } \tau_{se} = \frac{74.71 \times 10}{0.9 \times 42 \times 28.26} = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Zone IV : } \tau_{se} = \frac{85.37 \times 10}{0.9 \times 42 \times 28.26} = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = (3 \times 1.6) \times 3.14 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\text{Zone I : } \tau_{se} = \frac{144.62 \times 10}{0.9 \times 42 \times 15.072} = 2.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Zone II : } \tau_{se} = \frac{125.63 \times 10}{0.9 \times 42 \times 15.072} = 2.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Zone III : } \tau_{se} = \frac{119.937 \times 10}{0.9 \times 42 \times 15.072} = 2.10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Zone IV : } \tau_{se} = \frac{6.44 \times 10}{0.9 \times 42 \times 15.072} = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

- La contrainte d'adhérence est vérifiée.

f) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^{22} \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

- Pour T_{14} :
$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56.43 \text{ cm}$$

Les règles de l'Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à « 0.4 l_s » pour les aciers H.A.

- Pour $\phi 14$: $L_a = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm} \rightarrow L_a = 22.57 \text{ cm}$

g) Le diamètre des armatures transversales est :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

• Poutres principales : $\Phi_t \leq \min(1.28 ; 1.6 ; 12 ; 3) = 1.28 \text{ cm}$

• Poutres secondaires : $\Phi_t \leq \min(1.28 ; 1.6 ; 3) = 1.28 \text{ cm}$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On opte pour un cadre et un étrier $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Ferrailage des poutres

h) Calcul des espacements :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutres principales = $\min \left\{ \frac{45}{4}; 12 \times 1.6; 30 \right\}$ $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires = $\min \left\{ \frac{45}{4}; 12 \times 1.6; 30 \right\}$ $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales de (30× 45) $S_t = 22.5 \text{ cm}$ $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (30× 45) $S_t = 22.5 \text{ cm}$ $S_t = 15 \text{ cm}$

i) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

VIII.5: Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

-État limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

-État limite de résistance du béton à la compression.

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Ferrailage des poutres

Zone		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	d(cm)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs
I	Travée	50.663	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	136.74	1.43	15	348	CV
	Appui	-73.097	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	197.28	2.07			
II	Travée	64.134	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	173.092	1.81			
	Appui	-99.496	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	268.53	2.81			
III	Travée	47.044	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	126.97	1.33			
	Appui	-92.238	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	248.94	2.61			
IV	Travée	51.999	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	140.34	1.47			
	Appui	-97.616	9.24	0.073	0.5475	95.5	42	263.47	2.55			

Tableau VIII.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres principales

Ferrailage des poutres

Zone		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	d(cm)	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	Obs
I	Travée	34.029	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	91.84	0.96	15	348	Vérifiée
	Appui	-37.333	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	100.76	1.06			
II	Travée	80.707	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	217.82	2.28			Vérifiée
	Appui	-71.213	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	192.20	2.01			
III	Travée	58.117	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	156.85	1.64			Vérifiée
	Appui	-61.433	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	165.80	1.73			
IV	Travée	60.485	9.24	0.073	0.95475	95.5	42	163.24	1.70			Vérifiée
	Appui	-63.639	9.24	0.073	0.5475	95.5	42	171.76	1.80			

Tableau VIII.4: Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis et en travées des poutres secondaires

Ferrailage des poutres

Remarque :

Des résultats on constate que les contraintes développées dans le béton et les aciers sont loin des contraintes admissibles, un redimensionnement des sections de béton s'impose avec un nouveau calcul de ferrailage.

VIII.6. ELS vis-à-vis des déformations :

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 plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

- **Sens des poutres principale**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99\text{cm}$

- **Sens des poutres secondaire**

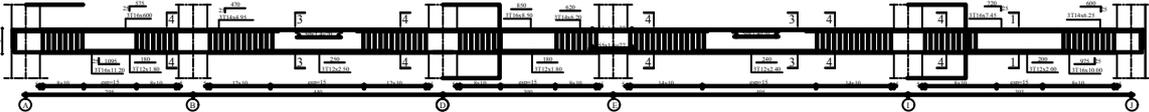
La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99\text{cm}$.

L : La portée mesurée entre nus d'appuis

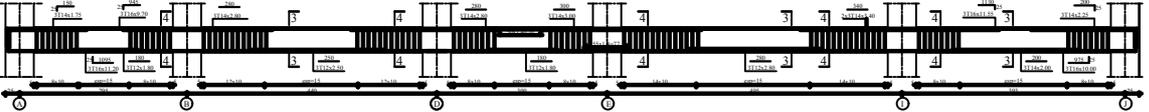
- **La plus grande flèche tirée par le logiciel ETABS est :**

- **Poutres principales :** $f = 0.066\text{cm} < f = 0.99\text{cm}$
- **Poutres secondaire :** $f = 0.018\text{cm} < f = 0.99\text{cm}$

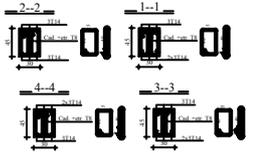
POUTRES PRINCIPALES AXES: 10 Niv -8.33 / -4.59 +/-0.00/+4.08



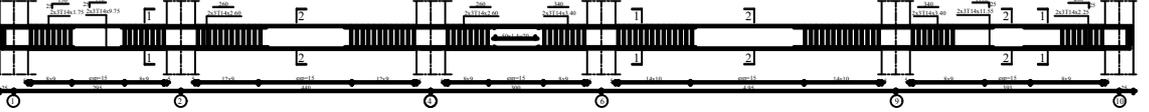
POUTRES PRINCIPALES AXES: 9 Niv -8.33 / -4.59 +/-0.00/+4.08



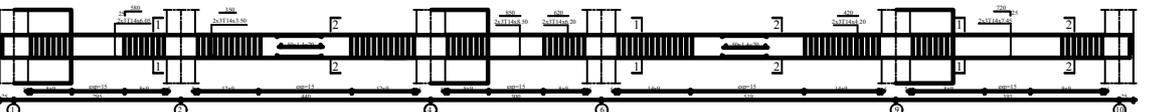
POUTRES PRINCIPALES+SECONDAIRES AXES: 5 + E Niv -8.33 / -4.59 +/-0.00/+4.08



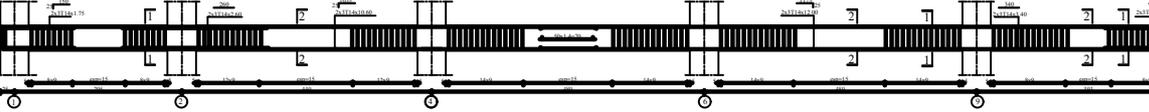
POUTRES SECONDAIRES AXES: I Niv -8.33 / -4.59 +/-0.00/+4.08



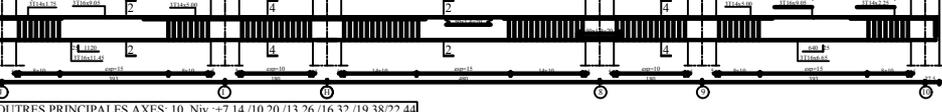
POUTRES SECONDAIRES AXES: J Niv -8.33 / -4.59 +/-0.00/+4.08



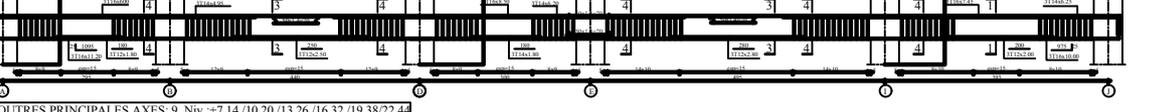
POUTRES SECONDAIRES AXES: D+G Niv -8.33 / -4.59 +/-0.00/+4.08



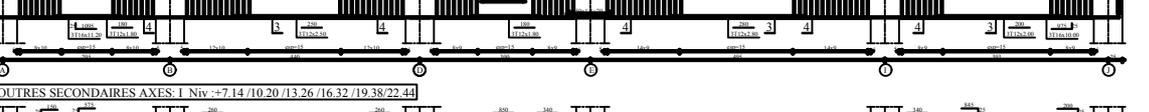
POUTRES PRINCIPALES+SECONDAIRES AXES: 6 + F Niv -8.33 / -4.59 +/-0.00/+4.08



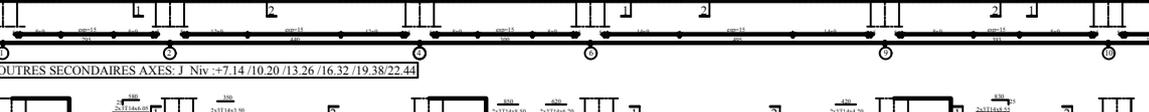
POUTRES PRINCIPALES AXES: 10 Niv +7.14 /10.20 /13.26 /16.32 /19.38/22.44



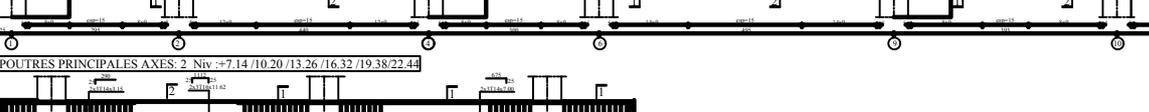
POUTRES PRINCIPALES AXES: 9 Niv +7.14 /10.20 /13.26 /16.32 /19.38/22.44



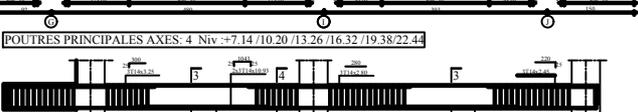
POUTRES SECONDAIRES AXES: I Niv +7.14 /10.20 /13.26 /16.32 /19.38/22.44



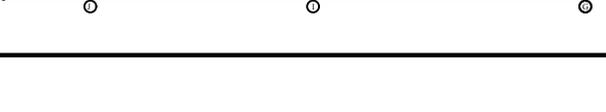
POUTRES SECONDAIRES AXES: J Niv +7.14 /10.20 /13.26 /16.32 /19.38/22.44



POUTRES PRINCIPALES AXES: 2 Niv +7.14 /10.20 /13.26 /16.32 /19.38/22.44



POUTRES PRINCIPALES AXES: 4 Niv +7.14 /10.20 /13.26 /16.32 /19.38/22.44



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIER PAR: Melle : RADEF LYDIA Melle : RAHAL LYDIA	PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT (R+8-SOUS-SOL) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Me: HAMIZI	FERRAILLAGE DES POUTRES	N° PLAN GC/5

Ferrailage des voiles

IX.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures de montages.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I:** sous-sol1 + sous-sol2 + RDC
- **Zone II:** 1^{eme} + 2^{eme} + 3^{eme} étage
- **Zone III:** 4^{eme} + 5^{eme} + 6^{eme} étage
- **Zone IV:** 7^{eme} et 8^{eme} étage

IX.2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 : RPA.99/modifié 2003 :

ELU : 1.35 G + 1.5 0,8G±E
ELS : G + Q G+Q±E

IX.3 Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

$$\mathbf{V \text{ et } V'}: \text{ bras de levier, } \mathbf{V=V'} = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{6}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e: hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

L_t : longueur tendue = L - L_c

Ferrailage des voiles

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.

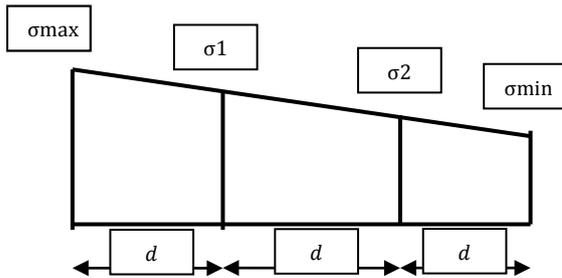


Figure IX.1 : Section extérieurement comprimé

- **Section partiellement comprimée: (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

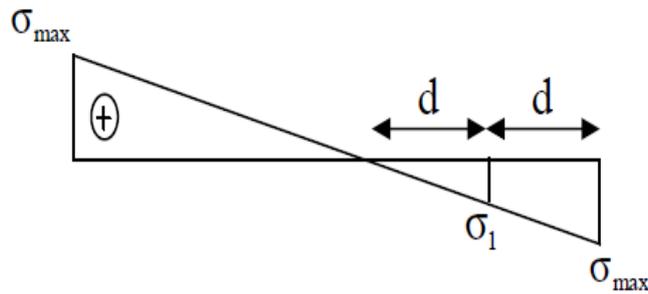


Figure IX.2 : Section partiellement comprimé

- **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

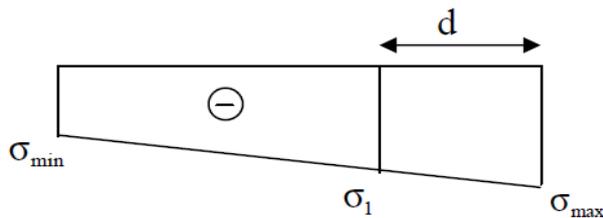


Figure IX.3 : Section entièrement tendue.

Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée:

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s10}}$$

B : section du voile.

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

- Section partiellement comprimée:

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

b) Armatures minimales :

- Pour une Section entièrement comprimée :

$$\left. \begin{array}{l} - A_{\min} \geq 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} (\text{Art A.8}) \\ - 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \end{array} \right\} 1, 21 \text{BAEL91 modifiées 99}$$

- Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B \right\}$$

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$A_h \geq 0.15\% B$$

Globalement dans la section du voile.

$$A_h \geq 0.15\% B$$

en zone courante.

B : Section du béton

A_v: Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times T}{f_e}; \text{ Avec: } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Ferrailage des voiles

f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Espacement:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}.$$

Avec :

e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

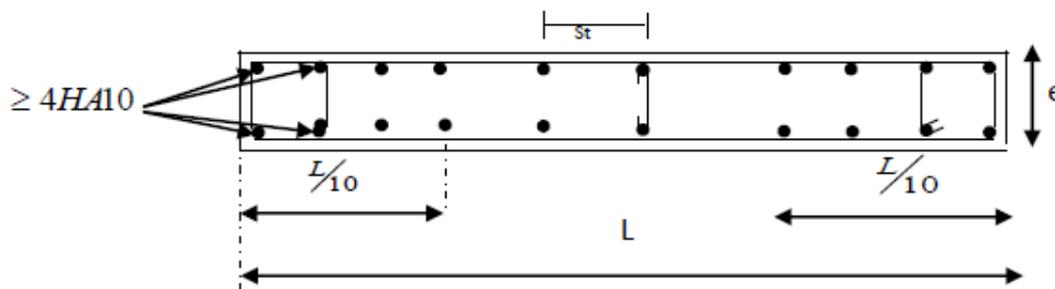


Figure. IX.4: Disposition des armatures verticales.

IX.4.Vérification :

a) Vérification à l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{b_0 d} \leq \bar{\sigma}_b ; \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b ; \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} ; V = 1.4 V_{u \text{ cal}}$$

Ferrailage des voiles

Avec :

b₀ : 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 :

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

Avec :

τ_u: Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

- **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL12** de la zone I :

❖ **Caractéristiques géométrique :**

L = 4 m, e = 0,25m, B=1m², I=1,33 m⁴, V=V'=2m

$$\sigma_{\max} = 1767.53\text{KN/m}^2 \quad \sigma_{\min} = 6526.75 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de Lc:

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{1767.53}{1767.53 + 6526.75} \cdot 4 = 0.85\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 0.85 = 3.15\text{m.}$$

$$\text{Soit } d = \frac{L_t}{2} = \frac{3.15}{2} = 1.575\text{m}$$

- **Longueur d'extrémité.**

$$\frac{L}{10} = \frac{4}{10} = 0.4\text{m} = 40\text{cm}$$

❖ **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = (3.15 - 1.575) \frac{6526.75}{3.15} = 3263.375\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e = \frac{6526.75 + 3263.375}{2} \times 1.57 \times 0.25 = 1925.96\text{KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \cdot e = \frac{3263.38}{2} \times 1.57 \cdot 0.25 = 641.99\text{KN.}$$

- **Calcul des armatures :**

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1925.96}{400} \times 10 = 48.15\text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{641.99}{400} \times 10 = 16.05 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales:**

$$A_{\min} \geq \max \left(0.2\%B ; \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } B = d \times e = 157.5 \times 25 = 3937.5\text{mc}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left(0.2\%B ; \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right) = \max(7.875 ; 20.66) = 20.66\text{cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 V_u \times 10}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 1110.90 \times 10}{f_e} = 66.76\text{cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{f_e} = 48.15 + \frac{66.76}{4} = 64.84\text{cm}^2$$

Ferrailage des voiles

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{f_e} = 16.05 + \frac{66.76}{4} = 32.74 \text{ cm}^2$$

- Le ferrailage adopté :

Le voile est ferrillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

1ere bande : 20HA16 = 80.38 cm²/d1 **soit** : $\frac{10 \text{ HA16}}{\text{nappe}}$.avec espacement de **10cm**.

2ième bande : 9HA16 = 36, 17 cm²/d2 **soit** : $\frac{9 \text{ HA16}}{\text{nappe}}$ avec espacement de **20cm**

• Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (05) épingle au mètre carré.
Soit : 05 épingles de HA8 / m²

• Vérification des contraintes de cisaillement:

✓ Selon BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1110.90 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4200} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

✓ Selon le RPA99 version 2003 :

$$\bar{V}_u = 1.4 V_u.$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{bd} = \frac{1.4 \times 1110.90 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4200} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

• Vérification à l'ELS :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{4739.94}{1000000 + 15 \times 9423} = 5.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

→Condition vérifiée.

Ferrailage des voiles

	Zone	Zone I			Zone II	Zone III	Zone IV
		SS1	SS2	RDC			
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	hauteur etage (m)	3.74	4.59	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	1	1	1	0.8	0.8	0.8
	He	3.740	3.060	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.29	4.14	3.63	2.61	2.61	2.61
	T(kN)	793.500	1156.820	1156.820	1050.770	664.330	421.340
Solicitation de calcul	N _{ser} (kN)	4739.94	160.62	160.62	4523.25	3067.84	1332.72
	V _u (kN)	1110.900	1619.548	1619.548	1471.078	930.062	589.876
	σ _{max} (kN/m ²)	1767.530	2269.340	3015.530	2694.550	2139.950	3074.350
	σ _{min} (kN/m ²)	6526.750	6881.440	7301.650	6786.730	4121.380	3388.470
	σ _s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.85	0.99	1.17	1.14	1.37	1.90

Ferrailage des voiles

	L_t	3.15	3.01	2.83	2.86	2.63	2.10
	d	1.57	1.50	0.78	0.76	0.91	1.27
	$d_{\text{adopté}}$	1.57	1.50	0.78	0.76	0.91	1.05
	$d_2 = L_t - d_{\text{adopté}}$	1.57	1.50	2.05	2.11	1.72	1.05
	σ_1	3263.375	3440.720	5291.297	4990.363	2694.747	1694.235
	N_1	1925.96	1940.58	1226.90	892.54	621.22	532.97
	N_2	641.99	646.86	1356.85	1050.65	463.91	177.66
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2)$	48.15	48.51	30.67	22.31	15.53	13.32
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$	16.05	16.17	33.92	26.27	11.60	4.44
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$	66.76	62.35	62.35	56.64	35.81	22.71
	$A'v1/\text{bande/nappe}$	64.84	60.10	56.26	40.47	30.48	24.00
	$A'v2/\text{bande/nappe}$	31.74	31.76	32.11	20.43	15.05	10.12
armatures minimales	$A_{\text{min}}/\text{bande/nappe (cm}^2)$	20.66	19.74	10.23	7.96	9.57	13.32
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2)$	80.38	80.38	80.38	61.54	45.21	31.40
	$A'v2 \text{ adopté (cm}^2)$	36.17	36.17	36.17	27.69	20.34	14.13

Ferrailage des voiles

Choix de A (cm²)	Bande 1	2*20HA16	2*20HA16	2*20HA16	2*20HA14	2*20HA14	2*20HA10	
	Bande 2	2*9HA16	2*9HA16	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA12	2*9HA10	
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	18.40	20.73	19.46	12.00	12.00	12.00	
	AH adopté (cm2)	22.60	24.86	22.60	14.13	14.13	14.13	
	choix de la section	20HA12	22HA12	20HA12	18HA10	18HA10	18HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m²						
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.234	1.799	1.799	2.043	1.292	0.819
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$	τ_u	0.882	1.285	1.285	1.459	0.923	0.585
	$\bar{\sigma}_s = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4.323	0.150	0.147	5.312	3.704	1.618

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile de 4m

Ferrailage des voiles

Caractéristiques géométriques	Zone	Zone I			Zone II	Zone III	Zone IV
		SS1	SS2	RDC			
	hpoutre(m)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	hauteur étage (m)	3.74	4.59	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.2375	0.2375	0.2375	0.19	0.19	0.19
	He	4.080	3.060	4.080	3.060	3.060	3.060
	h	3.29	4.14	3.63	2.61	2.61	2.61
Solicitation de calcul	T(kN)	95.490	129.880	412.620	276.280	250.670	187.220
	N _{ser} (kN)	2020.54	1776.83	2978.37	2529.35	1671.82	694.75
	V _u (kN)	133.686	181.832	577.668	386.792	350.938	262.108
	σ_{\max} (kN/m ²)	4601.240	2235.194	5336.260	954.380	600.920	1366.500
	σ_{\min} (kN/m ²)	9101.000	3581.200	1831.140	6233.070	4261.860	2923.790
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.32	0.37	0.71	0.13	0.12	0.30
	L _t	0.63	0.58	0.24	0.82	0.83	0.65

Ferrailage des voiles

	d	0.21	0.24	0.47	0.08	0.08	0.20	
	d_{adopté}	0.21	0.24	0.12	0.08	0.08	0.20	
	d₂ = L_t - d_{adopté}	0.42	0.34	0.12	0.74	0.75	0.45	
	σ₁	6033.507	2091.071	915.570	5596.817	3861.247	2012.790	
	N₁	402.34	172.57	41.67	99.49	63.58	99.58	
	N₂	315.49	89.27	13.89	414.03	291.27	89.71	
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	10.06	4.31	1.04	2.49	1.59	2.49	
	A_{v2}/bande (cm²)	7.89	2.23	0.35	10.35	7.28	2.24	
	A_{vj} (cm²)	5.15	7.00	15.89	14.89	13.51	10.09	
	A'v1/bande/nappe	11.35	9.11	8.91	5.15	4.00	2.01	
	A'v2/bande/nappe	7.97	7.22	4.32	1.07	0.85	0.77	
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)	2.79	3.19	6.19	0.88	0.82	2.12	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		13.46	13.56	13.56	9.42	9.42	9.42
	A'v2 adopté (cm²)		9.04	9.04	9.04	6.28	6.28	6.28
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10

Ferrailage des voiles

	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	8	8	8
		Bande 2	11	11	11	11	11	11
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		13.34	14.97	13.97	10.21	10.5	9.20
	AH adopté (cm2)		15.7	17.27	15.7	14.13	14.13	14.13
	choix de la section		20HA10	22HA10	20HA10	18HA10	18HA10	18HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.625	0.851	2.703	2.262	2.052	1.533
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$	τ_u	0.447	0.608	1.930	1.616	1.466	1.095
	$\bar{\sigma}_s = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	6.049	5.739	9.520	10.472	7.660	3.253

Tableau VIII.2 : Ferrailage du voile de 0.95 m.

Ferrailage des voiles

	Zone	Zone I		Zone II	Zone III	Zone IV
		SS2	RDC			
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	hauteur étage (m)	3.74	4.08	3.06	3.06	3.06
	L (m)	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13
	e (m)	0.25	0.25	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.2825	0.2825	0.226	0.226	0.226
	He	4.080	3.060	3.060	3.060	3.060
	h	5.14	3.63	2.61	2.61	2.61
	Solicitation de calcul	T(kN)	314.100	373.610	183.390	179.340
N _{ser} (kN)		1610.01	3483.19	3073.99	2086.61	931.62
Vu (kN)		439.740	523.054	256.746	251.076	252.994
σ _{max} (kN/m ²)		2323.060	3485.620	987.901	1088.480	3137.360
σ _{min} (kN/m ²)		6518.980	8936.130	6701.910	5074.780	4740.580
σ _s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00	400.00	400.00
L _c		0.30	0.32	0.15	0.20	0.45
L _t		0.83	0.81	0.98	0.93	0.68
d		0.20	0.21	0.10	0.13	0.30

Ferrailage des voiles

	d adopté	0.20	0.21	0.10	0.13	0.30
	d₂ = L_t - d adopté	0.64	0.60	0.89	0.80	0.38
	σ₁	4970.273	6612.383	6043.309	4349.127	2649.007
	N₁	284.25	410.85	123.35	125.38	221.70
	N₂	394.64	497.19	536.68	346.79	100.65
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	15.11	10.27	3.08	3.13	5.54
	A_{v2}/bande (cm²)	9.87	12.43	13.42	8.67	2.52
	A_{vj} (cm²)	16.93	20.14	9.88	9.67	9.74
	A'v1/bande/nappe	16.34	15.31	10.31	5.55	5.98
	A'v2/bande/nappe	10.10	9.46	4.89	2.09	1.95
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)	2.60	2.77	16.	1.40	3.15
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	18.08	18.08	12.56	12.56	12.56
	A'v2 adopté (cm²)	11.30	11.30	7.85	7.85	7.85
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA10	2*8HA10

Ferrailage des voiles

	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
		Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7	7
		Bande 2	13	13	13	13	13
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		16.09	12.02	9.24	9.24	9.24
	AH adopté (cm2)		20.34	18.08	14.13	14.13	14.13
	choix de la section		18HA12	16HA12	18HA10	18HA10	18HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.730	2.057	1.262	1.234	1.244
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$	τ_u	1.235	1.469	0.902	0.882	0.888
	$\bar{\sigma}_s = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4.248	9.190	10.312	7.414	3.310

Tableau VIII.3 : Ferrailage du voile de 1.13 m.

Ferrailage des voiles

Caractéristiques géométriques	Zone	Zone I		Zone II	Zone III	Zone IV
		SS2	RDC			
hpoutre(m)		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
hauteur étage (m)		3.74	4.08	3.06	3.06	3.06
L (m)		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
e (m)		0.25	0.25	0.20	0.20	0.20
B (m ²)		0.275	0.275	0.22	0.22	0.22
He		4.080	4.080	3.060	3.060	3.060
h		3.29	3.63	2.61	2.61	2.61
Solicitation de calcul	T(kN)	210.260	220.420	160.200	114.710	187.220
	N _{ser} (kN)	664.39	1331.76	1180.97	842.04	694.75
	Vu (kN)	294.364	308.588	224.280	160.594	262.108
	σ_{\max} (kN/m ²)	1218.130	2536.740	970.540	1207.060	1366.500
	σ_{\min} (kN/m ²)	5848.740	6883.580	5213.890	3744.640	2923.790
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00	400.00	400.00
	L _c	0.19	0.30	0.17	0.27	0.35
	L _t	0.91	0.80	0.93	0.83	0.75
	d	0.13	0.20	0.12	0.18	0.23
	d _{adopté}	0.13	0.20	0.12	0.18	0.23
	d2 = L _t -d _{adopté}	0.78	0.61	0.81	0.65	0.52
	σ_1	5036.653	5192.420	4566.863	2939.933	2012.790
	N ₁	172.00	298.09	112.56	119.49	115.31
	N ₂	493.58	393.53	370.96	192.01	103.87

Ferrailage des voiles

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2)$		4.30	7.45	2.81	2.99	2.88
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$		12.34	9.84	9.27	4.80	2.60
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$		11.33	11.88	8.63	6.18	10.09
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		14.13	12.42	11.97	6.53	5.41
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		11.17	10.81	6.43	4.35	4.12
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$		1.66	2.59	1.21	1.88	2.45
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1 \text{ adopté (cm}^2)$		18.08	16.07	13.56	9.42	9.42
	$A'v2 \text{ adopté (cm}^2)$		16.07	16.07	9.04	6.28	6.28
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA10	2*6HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA10	2*4HA10
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7	7	7
Bande 2		15	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		16.40	11.98	8.23	8.23	8.08
	AH adopté (cm ²)		20.34	18.08	14.14	14.13	14.13
	choix de la section		18HA12	18HA12	18HA10	18HA10	18HA10
Armatures transversales	Espacement s_t (cm)		25	25	20	20	20

Ferrailage des voiles

	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.189	1.247	1.133	0.811	1.324
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$	τ_u	0.850	0.891	0.809	0.579	0.946
	$\bar{\sigma}_s = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.788	3.585	4.043	3.057	2.522

Tableau VIII.4 : Ferrailage du voile de 1.10 m.

Remarque :

Des résultats on constate que les contraintes développées dans le béton et les aciers sont loin des contraintes admissibles, un redimensionnement des sections de béton s'impose avec un nouveau calcul de ferrailage.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIER PAR: RADJEF LYDIA RAHAL LYDIA	PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+2SOUS-SOL) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGE PAR: Mr : HAMIZI	TITRE DE LA PLANCHE : FERRAILLAGE DES VOILES	DATE: SEPTEMBRE 2018

Étude de l'infrastructure

XI. Introduction:

1- Définition des fondations :

C'est la partie de la structure qui est en contact directe avec le sol auquel elle transmet les charges de la superstructure.

Un choix judicieux du système de fondations 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.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

b) Choix et type de fondations

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- L'économie.

c) Étude de sol :

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible du sol égale à 2.5bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m³ de ciment.

2. 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 RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

XI.1

Exemple de calcul:

$$N_{ser} = 199.71 \text{ tonf} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 25 \text{ ton/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{199.71}{25}} = 2.83 \text{ m}$$

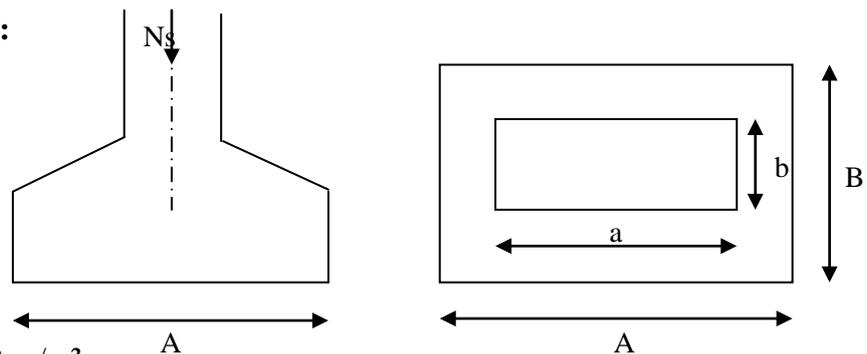


Figure XI.1 : Dimensions d'une fondation

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

Étude de l'infrastructure

a) Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_{ser}}{S} < \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} < \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol. ($\bar{\sigma}_{sol} = 0.20\text{MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	N _s (tonf)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	299.5	0.95	12.61	2 x (11.98)
V _{L2}	511.05	4	5.11	2 x (20.44)
Somme				64.84

Tableau XI.1: Surface de la semelle filante sous voiles

2. Semelles filantes sous poteaux :

• Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• Étapes de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la largeur de la semelle :
- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Étude de l'infrastructure

• Exemple de calcul :

Charges transmises par le portique :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (tonf)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (tonf.m)	M_i (tonf.m)
1	87.17	-0.75	-65.38	1.01
2	199.80	-5.70	-1138.86	0.16
3	178.24	-9.70	-1728.93	0.34
4	106.89	2.25	240.50	1.45
5	66.58	6.65	442.76	1.16
6	182.99	9.70	1775	0.45
somme	821.67	/	-474.91	4.57

Tableau XI.2: Détermination de la résultante des charges.

- 1) Détermination de la charge totale transmise par les poteaux : $\sum N_s = 821.67$ tonf
- 2) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \quad \Rightarrow \quad e = -0.57m.$$

- 3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.57 < \frac{L}{6} = \frac{19.40}{6} = 3.23m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{821.67}{19.40} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.57)}{19.40}\right) = 49.82 \text{ tonf / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{821.67}{19.40} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.57)}{19.40}\right) = 34.89 \text{ tonf / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{821.67}{19.4} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.57)}{19.4}\right) = 38.62 \text{ tonf / m}$$

- 4) Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{38.62}{25} = 1.55m \Rightarrow B = 2.10m$$

$$S = B \times L = 2.10 \times 19.4 = 40.74 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_T = n \times S_s + S_v$$

Avec:

n: nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = [3 \times (2.10 \times 19.40) + 3 \times (2.10 \times 10.53)] + 32.42 = 160.94 \text{ m}^2$$

Remarque :

$$S_{\text{bat}} = 310.08 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{160.94}{310.08} = 0.52$$

\Rightarrow La surface totale des semelles représente 52 % de la surface du bâtiment.

Étude de l'infrastructure

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

X.2. Étude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1) Pré-dimensionnement du radier :

➤ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Longleftrightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L_{\max} = 4.95$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.95}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.03 \text{ m}$$

On opte pour $h = 110$ cm.

➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{Avec un minimum de } 25 \text{ cm}).$$

$$h_d \geq \frac{495}{20} = 24.75 \text{ cm} \quad \Longleftrightarrow \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}.$$

➤ Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} < h_n < \frac{L_{\max}}{5} \quad \Longleftrightarrow \quad \text{On opte pour } h_n = 90$$

➤ Largeur de la nervure :

$$0.4 h_n < b_n < 0.7 h_n$$

$$36 < b_n < 63$$

Étude de l'infrastructure

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 90\text{cm}$ Nervure

$h_d = 30\text{ cm}$ Dalle

$b = 60\text{ cm}$ Largeur de la nervure.

2) Détermination des efforts :

Sachant que $S_{bat} = 310.08\text{m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

- **Charge permanente :** $G_{bat} = 4785.55\text{ tonf.}$
- **Surcharge d'exploitation :** $Q_{bat} = 880.73\text{tonf.}$
- A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 7781.60\text{tonf}$
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 5666.28\text{t}$

Calcul de la surface du radier :

A l'ELU: $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{SOL}} = \frac{7781.60}{2 \times 25} = 155.63\text{m}^2$

A l'ELS: $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{5666.28}{25} = 226.65\text{m}^2$

D'où : $S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} ; s_{nec}^{ELS}) = 226.65\text{m}^2$

$S_{bat} = 310.08\text{m}^2 > S_{rad} = 226.65\text{m}^2$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2}; 30\text{ cm} \right) = 45\text{cm} ; \quad \text{Soit : } L_{deb} = 45\text{cm}$

➤ **Do0nc la surface totale du radie :**

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 310.08 + (0.45 \times 76.99) = 348.58\text{m}^2$

$S_{rad} = 348.58\text{m}^2$.

3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

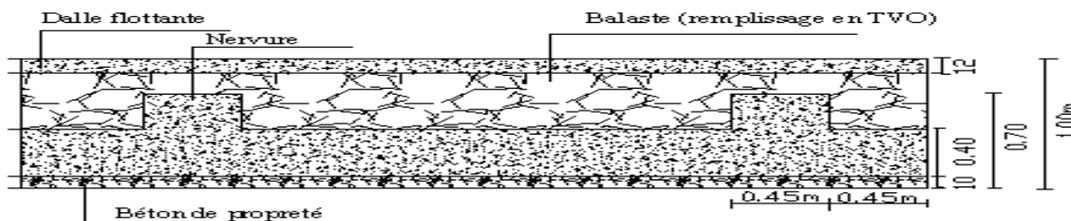


Figure XI.2 : Exemple coupe verticale du radier

- **Charges permanentes :**
- **Poids du bâtiment :** $P_{bat} = 5291.845\text{tonf}$
- **Poids du radier :** $P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

Étude de l'infrastructure

* Poids de la dalle:

$$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 348.58 \times 0.3 \times 2.5 = 261.44 \text{ ton}$$

Poids des nervures:

$$P_{ner} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_b \cdot \sum (l_x \cdot n + l_y \cdot m)$$

$$P_{ner} = 0.6 (0.9 - 0.3) \times 2.5 \times ((19.4 \times 5) \times 2) = 174.6 \text{ ton}$$

Poids du TVO:

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) (h_n - h_d) \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \sum (l_x \cdot n + l_y \cdot m) = 0.6 (19.4 \times 5) \times 2 = 116.4 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (348.58 - 116.4) (0.9 - 0.3) \times 1.7 = 236.82 \text{ ton}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{d.f} = S_{rad} \cdot e \cdot \rho_b$$

$$P_{d.f} = 348.58 \times 0.1 \times 2.5 = 87.14 \text{ ton}$$

$$P_{rad} = 261.44 + 174.6 + 236.82 + 87.14 = 751.75 \text{ ton}$$

$$P_{rad} = 760 \text{ ton}$$

➤ Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :

$$G_{tot} = P_{(bâtiment)} + P_{(rad)}$$

$$G_{tot} = 5291.845 + 760$$

$$G_{tot} = 6051.84 \text{ ton}$$

➤ Surcharges d'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 880.73 \text{ ton}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 0.5 \times 348.58 = 174.29 \text{ ton}$$

$$\text{Surcharge totale : } Q_{tot} = 1055.02 \text{ ton}$$

4) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6051.84) + (1.5 \times 1055.02) = 9752.5 \text{ ton}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 6051.84 + 1055.02 = 7106.86 \text{ ton}$$

5) Détermination de la surface nécessaire du radier :

Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{9752.5 \times 1}{348.58} \times \frac{4.95}{2} = 69.2 \text{ ton}$$

$$\tau_u = \frac{69.9}{1 \times 0.27} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Étude de l'infrastructure

b) Vérification de la stabilité du radier :

➤ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 348.58 \times 1 \times 1.35 = 705.87 \text{ tonf}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1.35 \text{ m}$)

P = 5291.845 ton > 705.87 ton \Rightarrow Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.92 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.48 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau

considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = I_{yy} = 11074.65 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

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.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'E.L.U : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

A l'E.L.S : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

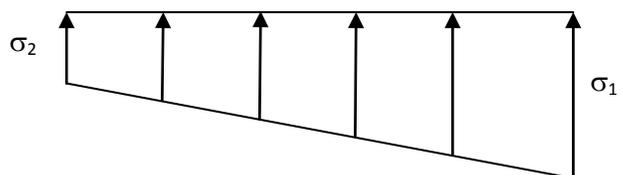


Figure XI.3 : Diagramme des contraintes

Étude de l'infrastructure

• **Sens longitudinal et transversal :**

Comme on a une symétrie on aura les mêmes contraintes dans les deux sens.

$$M_x = M_y = 9082.43 + 325.10 \times 0.90 = 9375.02 \text{ ton.m}$$

$$N_u = 9752.5 \text{ ton}$$

A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{9752.5}{348.58} + \frac{9375.02}{11074.65} \times 9.7 = 36.18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{9752.5}{348.58} - \frac{9375.02}{11074.65} \times 9.7 = 19.76 \text{ t/m}^2$$

D'où :
$$\sigma_m = \frac{3 \times 36.18 + 19.76}{4} = 32.07 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = 32.07 \text{ t/m}^2 < 1.33 \cdot \bar{\sigma}_{SOL} = 33.25 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_s = 7096.48 \text{ ton}$$

A l'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{7106.86}{348.58} + \frac{9375.02}{11074.65} \times 9.7 = 28.59 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{7106.86}{348.58} - \frac{9375.02}{11074.65} \times 9.7 = 12.16 \text{ t/m}^2$$

D'où :
$$\sigma_m = \frac{3 \times 28.59 + 12.16}{4} = 24.48 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = 24.48 < \bar{\sigma}_{SOL} = 25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (ton/m ²)	σ_2 (ton/m ²)	σ_m (ton/m ²)	σ_1 (ton/m ²)	σ_2 (ton/m ²)	σ_m (ton/m ²)	
X-X	36.18	19.76	32.07	28.59	12.16	24.48	vérifiée
Y-Y	36.18	19.76	32.07	28.59	12.16	24.48	vérifiée

Tableau XI.4 : Vérification des contraintes.

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 :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

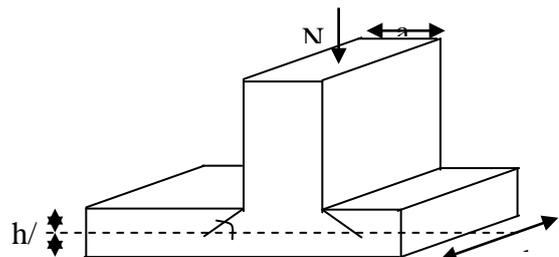
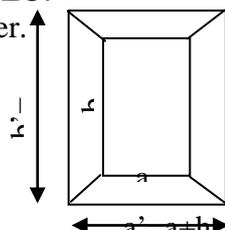


Figure XI.4 : Périmètre utile des voiles et des

Étude de l'infrastructure

• **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.9) \times 2 = 5.6m$$

$$N_u = 281.08 \text{ ton} \leq \frac{0.07 \times 5.6 \times 0.9 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 588 \text{ ton}$$

$$N_u = 281.08 \text{ ton} < 588 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1 + 2 \times 0.9) \times 2 = 6.1 \text{ m}$$

$$N_u = 315.49 \text{ ton} \leq \frac{0.07 \times 6.1 \times 0.9 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 640.5 \text{ ton}$$

$$N_u = 315.49 \text{ ton} < 640.5 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

X.5. 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 encastres sur 04 appuis.

a) Ferrailage du panneau encastres sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \implies$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

b) Identification du panneau le plus sollicité :

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 :

A l'ELU : $\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(32.07; 32.07) = 32.07 \text{ ton/m}^2$

A l'E.L.S : $\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(24.48; 24.48) = 24.48 \text{ ton/m}^2$

D'où :

E.L.U : $q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 32.07 - \frac{6051.84}{348.58} = 14.71 \text{ ton/m}^2$

E.L.S : $q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 24.48 - \frac{6051.84}{348.58} = 7.12 \text{ ton/m}^2$

Étude de l'infrastructure

X.5.1. Ferrailage de la dalle :

a) Identification du panneau le plus sollicité :

Remarque :

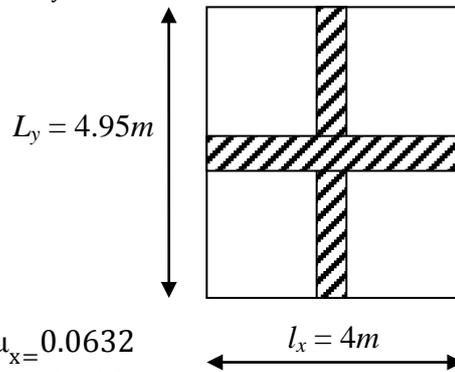
Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 4\text{m} \\ l_y = 4.95\text{m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.95} = 0.8$$

$$0.4 \leq \rho = 0.8$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.



➤ Calcul des sollicitations:

On a : $\rho = 0.8$

$$\text{L'E.L.U : } \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$\text{l'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

➤ Moments fléchissant :

Suivant (x-x) : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x$

a) Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = 0.0565 \times 14.71 \times (4)^2 = 13.30 \text{ ton.m}$$

$$M_{0y} = 13.3 \times 0.595 = 7.91 \text{ ton.m}$$

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 0,75 en travée.

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 13.3 = 9.98 \text{ ton.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 7.91 = 6.72 \text{ ton.m}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 13.3 = 6.67 \text{ ton.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 7.91 = 3.96 \text{ ton.m}$$

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$;

➤ Sections minimales :

Sens de la petite portée (l_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec :} \quad \text{Pour HA FeE400 : } \omega_0 = 0.8\text{‰}$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh \quad A_x^{\min} = 0.0008 \times 90 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.8}{2} \right) = 2.38 \text{ cm}^2$$

Étude de l'infrastructure

- **Sens de la grande portée (l_y) :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{et} \quad \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{6.67 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_x^a = \frac{6.67 \times 10^4}{0.967 \times 27 \times 348} = 7.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^a = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm < min {3h ; 33 cm} \Rightarrow Condition Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{3.96 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0.981$$

$$A_y^a = \frac{3.96 \times 10^4}{0.981 \times 27 \times 348} = 4.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_y^a = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm < min {3h ; 45cm} \Rightarrow condition Vérifiée.

- **Ferraillage en travées :**

➤ **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{9.98 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.949$$

➤

$$A_x^t = \frac{9.98 \times 10^4}{0.949 \times 27 \times 348} = 11.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

➤

➤ Avec un espacement de 20 cm < min {3 h ; 33 cm} \Rightarrow Condition Vérifiée.

➤ **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{6.72 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_y^t = \frac{6.72 \times 10^4}{0.967 \times 27 \times 348} = 7.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

➤ Avec un espacement de 20 cm < min {4 h ; 45 cm} \Rightarrow Condition Vérifiée.

Étude de l'infrastructure

Tableau récapitulatif :

Sens			M_u (ton.m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	A_s	S_t
X-X	ELU	Appuis	6.67	0.064	0.392	SSA	0.967	7.34	2.38	6HA14	9.23	20
		Travée	9.98	0.096		SSA	0.949	11.19	2.38	6HA16	12.06	20
Y-Y	ELU	Appuis	3.96	0.038		SSA	0.981	4.30	2.16	6HA12	6.78	20
		Travée	6.72	0.064		SSA	0.96	7.39	2.16	6HA14	9.23	20

Tableau XI.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

Sens			A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
X-X	ELU	Appuis	9.23	2.38	Condition vérifiée
		Travée	12.06		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	6.78	2.16	Condition vérifiée
		Travée	9.23		Condition vérifiée

Tableau XI.6 : Vérification de la condition de non fragilité

c) **Vérification à l'ELS :**

❖ **Évaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x X q_s X l_x^2 = 0.0632 \times 7.12 \times (4)^2 = 7.20 \text{ ton.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y X M_x = 0.710 \times 7.20 = 5.11 \text{ ton.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 X M_{0x} = 0.75 \times 7.20 = 5.40 \text{ ton.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 X M_{0y} = 0.75 \times 5.11 = 3.83 \text{ ton.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 X M_{0x} = 0.5 \times 7.20 = 3.60 \text{ ton.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 X M_{0y} = 0.5 \times 5.11 = 2.56 \text{ ton.m}$$

❖ **-Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

• **aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 27} = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow k_1 = 39.95 \rightarrow k = 0.020$$

$$M_x = 3.60 \text{ ton.m}$$

Étude de l'infrastructure

$$\sigma_s = \frac{3.60 \times 10^4}{0.909 \times 27 \times 9.23} = 158.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.020 \times 158.93 = 3.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

- **en travées :**

$$\rho = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 27} = 0.45 \rightarrow \beta_1 = 0.898 \rightarrow k_1 = 34.02 \rightarrow k = 0.02$$

$$M_x = 5.40 \text{ ton.m}$$

$$\sigma_s = \frac{5.40 \times 10^4}{0.898 \times 27 \times 12.60} = 176.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 176.76 = 3.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

X.5.2. Ferrailage 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

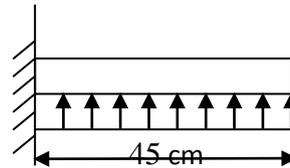


Figure XI.5 : Schéma statique du

1. Sollicitation de calcul :

- ❖ **A l'ELU :**

$$P_u = q_u \times 1 \text{ m} = 14.71 \text{ ton/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-14.71 \times 0.45^2}{2} = -1.50 \text{ ton.m}$$

- ❖ **A l'ELS :**

$$P_s = q_s \times 1 \text{ m} = 7.12 \text{ ton/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-7.12 \times 0.45^2}{2} = -0.72 \text{ ton.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 1.50 \text{ ton.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.50 \times 10^4}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.50 \times 10^4}{0.993 \times 27 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4HA12 = 4.52 cm²**. Avec un espacement de 25 cm.

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2}.$$

4. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.168 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow k_1 = 59.63 \Rightarrow k = 0.0167$$

Étude de l'infrastructure

$$M_x = 0.72 \text{ ton.m}$$

$$\sigma_s = \frac{0.72 \times 10^4}{0.933 \times 27 \times 4.52} = 63.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.0167 \times 63.23 = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

VI.4.5.2 Ferrailage des nervures

a) Détermination des sollicitations

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 14.71 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 7.12 \text{ ton/m}^2$$

Remarque

- Le rapport $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right) \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = 0.333 \times l_x \text{ pour une charge triangulaire}$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = 0.25 \times l_x$$

- Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

b) nervure centrale

Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée a une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant a chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci.

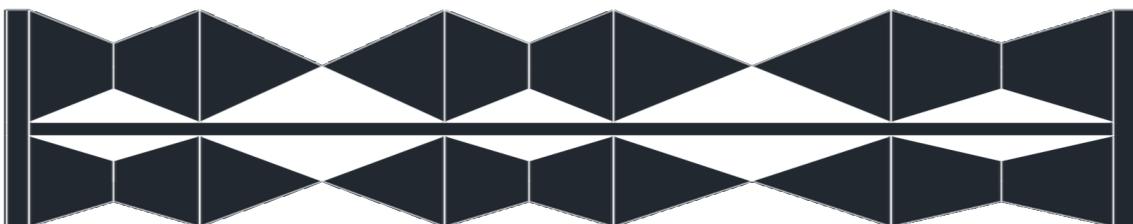


Figure XI-6: la répartition des charges dans le panneau

Étude de l'infrastructure

- Sens x-x

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.05	4.95	0.62	Triangulaire	1.02	1.24	147.1	71.2	150.04	300.08	72.62	145.24	182.40	329.5	72.62	143.82
	2	3.05	4.00	0.76	Triangulaire	1.02	1	147.1	71.2	150.04		72.62		147.1		71.2	
b-c	1	4.40	4.95	0.88	Triangulaire	1.47	1.24	147.1	71.2	216.24	411.88	104.66	199.36	182.40	344.21	88.29	166.61
	2	4.00	4.40	0.909	Triangulaire	1.33	1.1	147.1	71.2	195.64		94.7		161.81		78.32	
C-D	1	3.00	4.95	0.606	Triangulaire	1	1.24	147.1	71.2	147.1	294.2	71.2	142.4	182.40	329.5	88.29	159.49
	2	3.00	4.00	0.75	Triangulaire	1	1	147.1	71.2	147.1		71.2		147.1		71.2	
D-E	1	4.95	4.95	1	Triangulaire	1.65	1.24	147.1	71.2	242.72	438.36	117.48	212.18	182.40	364.8	88.29	175.58
	2	4.00	4.95	0.88	Triangulaire	1.33	1.24	147.1	71.2	195.64		94.7		182.40		88.29	
E-F	1	4.00	4.95	0.88	Triangulaire	1.33	1.24	147.1	71.2	195.64	391.28	94.7	189.4	182.40	329.5	88.29	159.49
	2	4.00	4.00	1	Triangulaire	1.33	1	147.1	71.2	195.64		94.7		147.1		71.2	

Tableau XI.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée sens x-x

Étude de l'infrastructure

- Sens y-y

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.05	4.95	0.62	Triangulaire	1.02	1.24	147.1	71.2	150.04	300.08	72.62	145.24	182.40	329.5	72.62	143.82
	2	3.05	4.00	0.76	Triangulaire	1.02	1	147.1	71.2	150.04		72.62		147.1		71.2	
b-c	1	4.40	4.95	0.88	Triangulaire	1.47	1.24	147.1	71.2	216.24	411.88	104.66	199.36	182.40	344.21	88.29	166.61
	2	4.00	4.40	0.909	Triangulaire	1.33	1.1	147.1	71.2	195.64		94.7		161.81		78.32	
C-D	1	3.00	4.95	0.606	Triangulaire	1	1.24	147.1	71.2	147.1	294.2	71.2	142.4	182.40	329.5	88.29	159.49
	2	3.00	4.00	0.75	Triangulaire	1	1	147.1	71.2	147.1		71.2		147.1		71.2	
D-E	1	4.95	4.95	1	Triangulaire	1.65	1.24	147.1	71.2	242.72	438.36	117.48	212.18	182.40	364.8	88.29	175.58
	2	4.00	4.95	0.88	Triangulaire	1.33	1.24	147.1	71.2	195.64		94.7		182.40		88.29	
E-F	1	4.00	4.95	0.88	Triangulaire	1.33	1.24	147.1	71.2	195.64	391.28	94.7	189.4	182.40	329.5	88.29	159.49
	2	4.00	4.00	1	Triangulaire	1.33	1	147.1	71.2	195.64		94.7		147.1		71.2	

Tableau XI.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicité sens y-y

Étude de l'infrastructure

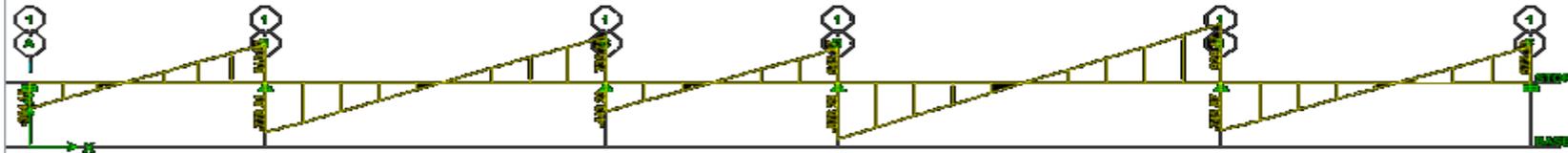
c) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens x-x et y-y

❖ Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U :

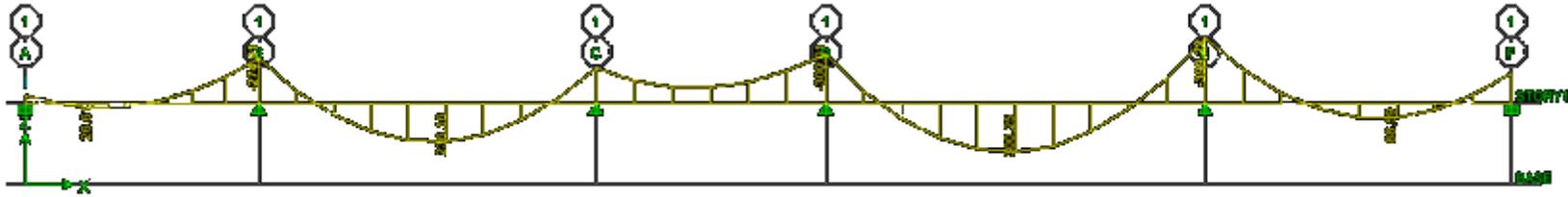


❖ Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U :

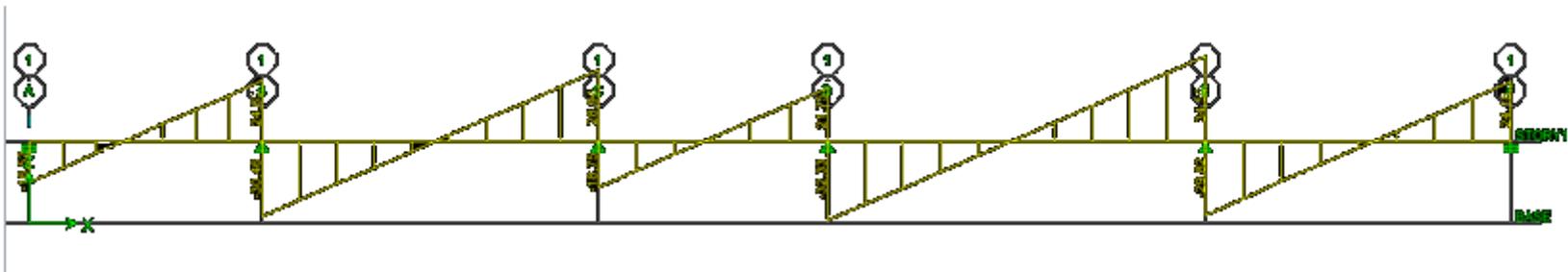


Étude de l'infrastructure

❖ Diagramme des moments fléchissants à l'E.L.S :



❖ Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S :



Étude de l'infrastructure

VI.4.5.3 Calcul du ferrailage des nervures

$b=60 \text{ cm}$ $d=87 \text{ cm}$ $f_{bu}=14,2\text{MPa}$ $\sigma_{st}=348\text{MPa}$

	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	815.26	432.30	815.26	432.30
M_{tmax} (KN.m)	598.54	315.54	598.54	315.54
T_{max} (KN)	965.60	482.53	965.60	482.53

Tableau XI.6 : Les moments et efforts tranchant a l'E.L.S et E.L.U

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Sect ion	A (cm^2)	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
xx	Appu is	815.26	0,13	0.930	SS A	28.95	7HA20 filante+7HA16chap = 36.06
	Travé e	598.54	0,09	0.953	SS A	20.74	7HA16 filante + 7HA14chap=24.84
yy	Appu is	815.26	0,13	0.930	SS A	28.95	7HA20 filante+7HA16chap = 36 ,98
	travé e	598.54	0,09	0.953	SS A	20.74	7HA16 filante + 7HA14 chap = 24,84

Tableau XI.9 : ferrailage des nervures

Remarque :

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0.9}{2} = 1.35\text{cm}^2$$

Nous adopterons une barre en 4HA12= 4.52cm^2 comme armature de peau.

a) Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 87 \times \frac{2.1}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens x-x**

-En appuis : $A_a=36.06\text{cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t= 24.84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Sens y-y**

-En appuis : $A_a=36.06\text{cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

-En travée : $A_t= 24.84 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,30 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Étude de l'infrastructure

- **Vérification de l'effort tranchant** (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x et y-y :**

$$T_u^{\max} = 965.60 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{965.60 \times 10}{60 \times 87} = 1.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1,85 \cdot \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis** (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

➤ **Sens x-x et y-y**

✓ **Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{965.60 - \frac{815.26 \times 10^2}{0,9 \times 87}}{34.8} = -2.17 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 36.06 \text{ cm}^2 \geq A_u = -2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \cdot 0,9 \cdot 60 \cdot 87 \cdot \frac{25}{1,5} = 31320 \text{ kN} \geq 965.60 \text{ kN} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis** (Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 7.3.14.2 + 7.3.14.1.6 = 79.19 \text{ cm}$$

➤ **Sens x-x et y-y :**

$$\tau_{se} = \frac{965.60 \times 10}{0,9 \times 87 \times 79.19} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

• **Calcul des armatures transversales**

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : 4 HA 8 = 2,01 cm². Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

Étude de l'infrastructure

➤ **Calcul des espacements des barres transversales** (Art. A.5.1,22 / BAEL91)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{\text{imax}} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{22.5 ; 24\} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales**

En zone nodale : $A_{\text{tmin}} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$.

En zone courante : $A_{\text{tmin}} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$.

• **Vérification à L'ELS**

État d'ouverture des fissures BAEL91 : Art A.4.5, 32

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

État limite de résistance du béton en compression BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

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

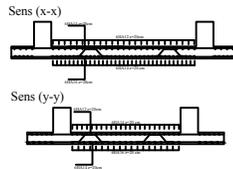
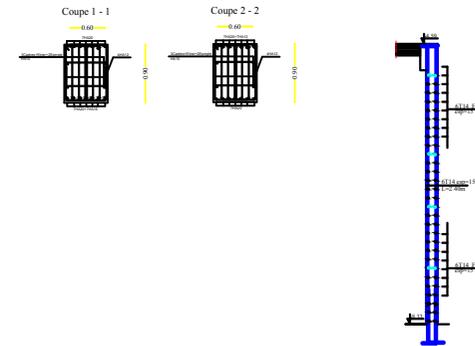
Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants

$$b=60 \text{ cm} \quad d=87 \quad f_{bu}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st}=348 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ_1	α_1	β_1	k	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	432.30	36.06	0,690	0.363	0.879	0.038	156.77	348	5.96	15	vérifié
	Travée	315.54	24.84	0,476	0.312	0.896	0.03	306.74	348	9.20	15	vérifié
y-y	Appuis	432.30	36.06	0,690	0.363	0.879	0.038	156.77	348	5.96	15	vérifié
	Travée	315.54	24.84	0,476	0.312	0.896	0.03	306.74	348	9.20	15	vérifié

Tableau XI.10: Vérification a l'E.L.S

LIBAGE(60x90) AXES: E-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
FACULTE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIEL		
PROJET - ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+SOUS-SOL) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL		
DIRIGE PAR:	Mr : HAMIZI	
TITRE DE LA PLANCHE:	PLANS RADIER - DALLE +VOILE PERIPHERIQUE	ECHELLE: 1:50
ETUDIER PAR:	Melle : RADJEF LYDIA Melle : RAHAL LYDIA	DATE DE: SEPTEMBRE 2015

Conclusion :

Ce projet qui consistait en l'étude d'un bâtiment (R+8+2sous sols) est notre première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théorique et les règlements en vigueur acquises tout au long de notre formation.

A travers cette étude, nous avons dimensionné et calculer tous les éléments en respectant toutes les étapes précédentes.

De plus nous avons passé en revue tous les règlements applicables (RPA, BAEL, DTR...) Pour mener à bien cette étude.

Pour ces études, le calcul a été réalisé par le logiciel ETABS et qui consiste en la détermination des efforts qui revient à chaque élément structural des bâtiments.

En troisième étapes, le ferrailage de tous les éléments a été mené en conformité avec le BAEL.

Toute cette étude a été menée tout en essayant de respecter les critères de résistance, de sécurité, de ductilité et d'économie.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

- **Règlement :**

- RPA99 version2003 : Règles Parasismiques Algériennes.
- BAEL91 modifiée99 : Béton Armé aux États Limites.
- DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.

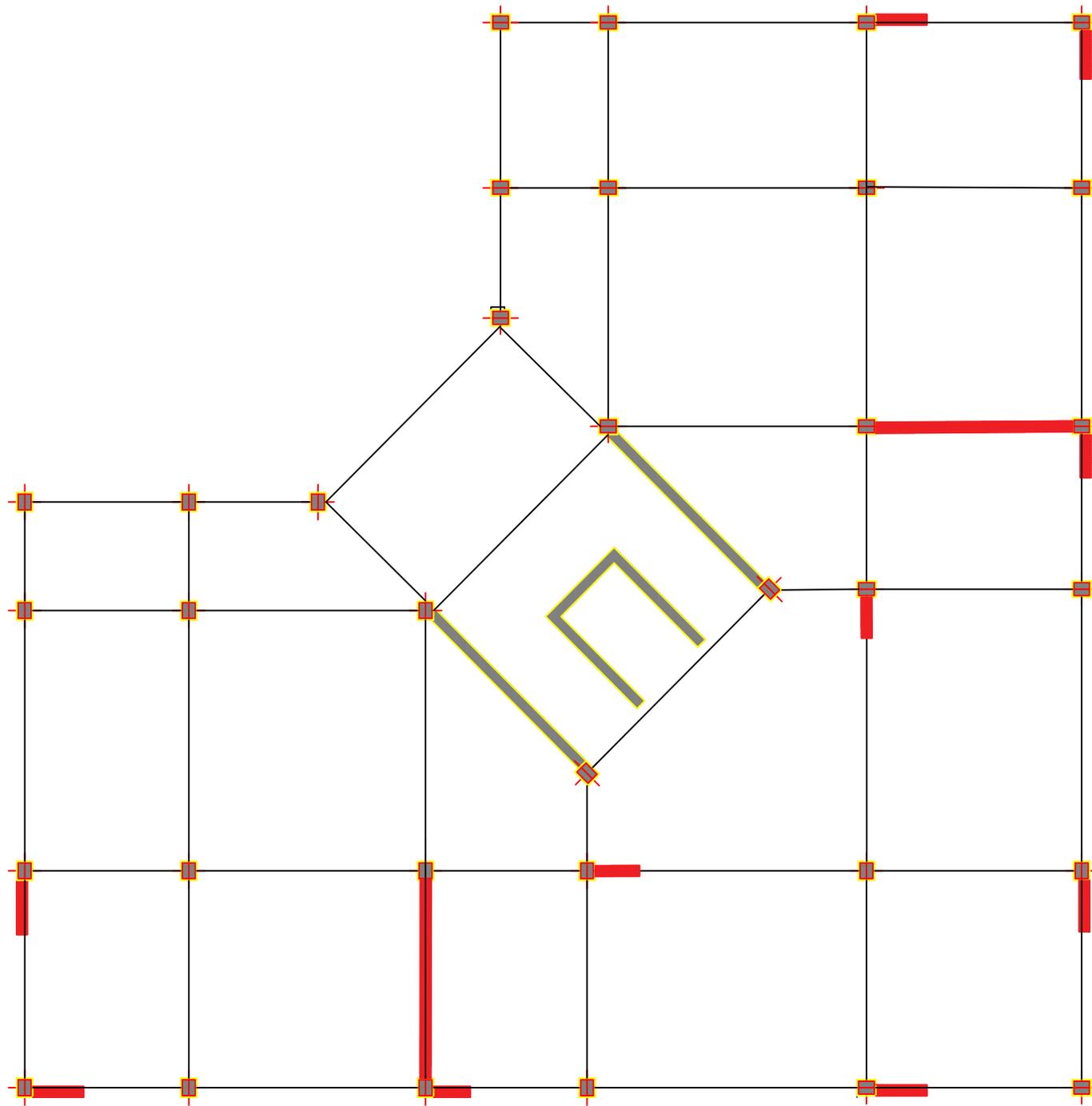
- **Cours :**

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

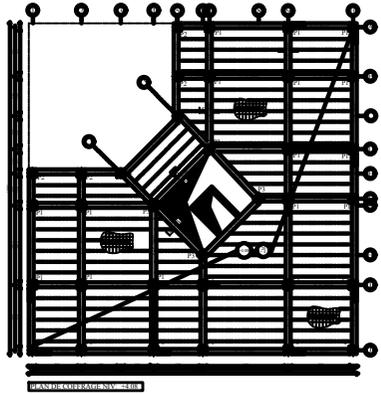
- **Logiciels et programmes :**

- AUTO-CAD 2D (Dessin).
- ETABS V.9.6.0 (Analyse des structures).
- OFFICE (Traitement de texte, calcul.....).

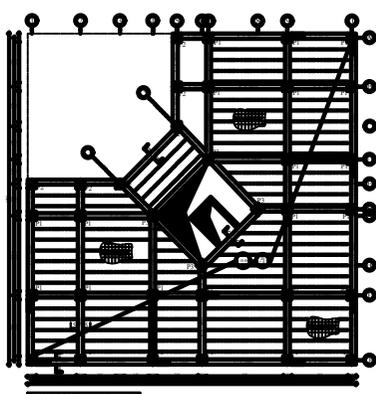
-



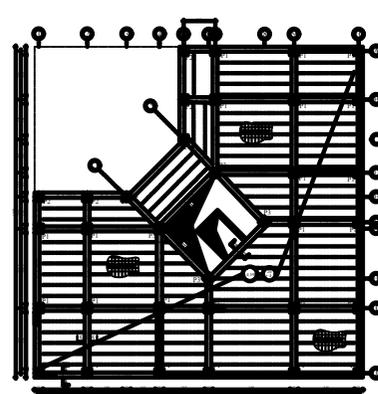
Disposition des voiles



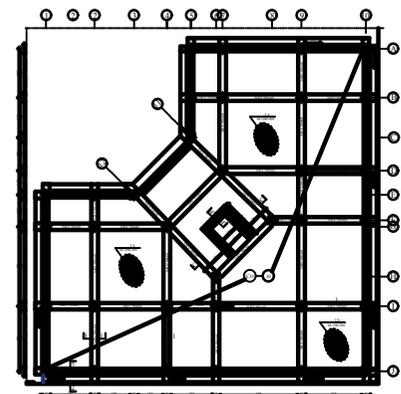
PLAN DE COUPE 1



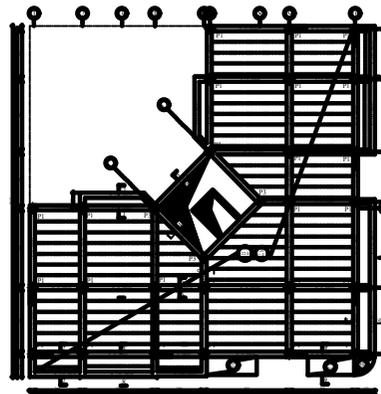
PLAN DE COUPE 2



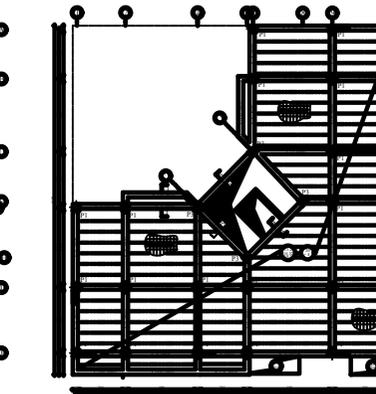
PLAN DE COUPE 3



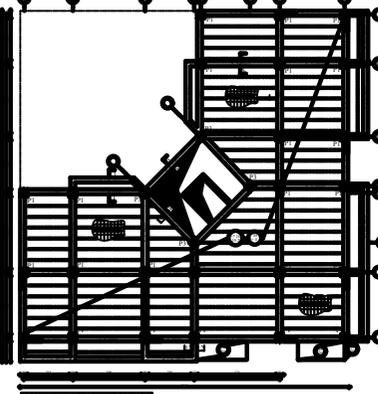
PLAN DE COUPE 4



PLAN DE COUPE 5



PLAN DE COUPE 6



PLAN DE COUPE 7

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
MINISTERE NATIONAL DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR	PROJET	PROJET	PROJET
M. HANGI	ETUDE D'UN BATIMENT	DE 10-15000 M ² A USAGE D'IMMATIERES	PROJET
		ET COMMERCIAL	DE
ETUDE PAR	PLANS DE COUPE		PROJET
M. HANGI			DE