

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

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



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention du diplôme MASTER 2 en génie civil
Option : constructions civiles et industrielles

THÈME

*Étude d'un bâtiment (R+8) à usage
d'habitation, bureautique et commercial
Avec application du logiciel
ETABS*

Réalisé par :

M^r: HAMDAD SidAli

M^r: ELGHERISSI Abdenour

Encadré par :

M^{me}: AKMOUSSI

Promotion : 2018/2019

Remerciement

*En premier lieu, Nous remercions Dieu le tout puissant qui
Nous 'a donné la force d'achever cette étude.*

*En second, Nous remercions nos familles et tous les amis (es)
De nous 'avoir aidés à arriver au terme de ce travail qui est le
fruit d'un long cursus.*

*Nous tenons encore à remercier notre promotrice
M^{me} AKMOUSSI qui est le guide et l'exemple du
sérieux dans le travail.*

*Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin
d'étude,*

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

*Nos sincères sentiments à tous ceux qui, de près ou
de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons
L'honneur de juger notre travail.*

Merci à Tous.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À Mes très chers parents.

À mes frères

À ma sœur

À toute la famille

À tous mes amis (es)

À tous mes camarades.

À mon binôme

À toute la promotion (2018/2019)

Abdenour

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À Mes très chers parents.

À mes frères

À ma sœur

À toute la famille

À tous mes amis (es)

À tous mes camarades.

À mon binôme

À toute la promotion (2018/2019)

Sid Ali

Sommaire

■ Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I. Présentation de l'ouvrage	1
II. Caractéristiques des matériaux	4
1. Béton.....	5
2. Acier.....	9
3. Les états limites ultimes (ELU).....	10
4. Les états limites de service (ELS).....	11

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

A. Pré- dimensionnement.....	12
1. Les planchers.....	12
2. Les poutres.....	14
3. Les voiles.....	16
4. Les poteaux.....	17
B. Descente de charges.....	23

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. L'acrotère	31
III.2. Les escaliers.....	38
III.3. La poutre palière.....	52
III.4. La salle machine	63
III.5. Les planchers	
1. Dalle pleine.....	72
2. Dalle en corps creux.....	77
III.6. La poutre de chaînage	99

Chapitre IV : Etude du contreventement et dynamique

IV.1.1. Introduction. . .	110
IV.1.2. Description de l'ETABS	112
IV.1.3. Modalisation de la structure.....	114
IV.1.4. Analyse et visualisation des résultats.....	128

IV.2.1. Introduction...	128
IV.2.2. Choix de la méthode de calcul	129
IV.2.3. Détermination du centre de masse et de torsion...	132
IV.2.4. Calcul et vérification de l'excentricité.....	133
IV.2.5. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	135
IV.2.6. Détermination Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.....	138
IV.2.7. Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques....	139

Chapitre V : Ferrailage de la structure

V.1.Ferrailage des poteaux	153
V.2.Ferrailage des poutres	164
V.3. Ferrailage des voiles... ..	174

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction... ..	188
VI.2. Etude géotechnique du sol	189
VI.3.Choix du type de fondations... ..	189
VI.4..Dimensionnement de fondation.....	189
VI.5. Etude du radier	192
VI.6 .Ferrailage du radier.....	199
VI.7.Ferrailage de débord.....	204

■ Plans de ferrailage

- Plan de coffrage des fondations
- Plan de coffrage du RDC
- Plan de coffrage d'étage de service
- Plan de coffrage d'étage 1, 2,3....8
- Plan de ferrailage des poteaux zone (I, II, III)
- Plan de ferrailage des poutres (P.P / P.S)
- Plan de ferrailage des voiles.
- Plan de ferrailage (acrotère, escalier, plancher)
- Plan de ferrailage des semelles filantes.

■ Conclusion

■ Bibliographie

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau.I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

Tableau.II.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau.II.2 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau.II.3 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau.II.4 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau.II.5 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau.II.6 : Valeurs des surcharges d'exploitation selon DTR

Tableau.II.7 : valeurs des coefficients de dégression des surcharges

Tableau.II.8 : Récapitulation de la descente de charge

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau.III.1: charges et des surcharges agissant sur le palier

Tableau.III.2: charges et des surcharges agissant sur la paillasse.

Tableau.III.3: ferrailage à l'ELU de la salle machine

Tableau.III.4 : charges permanentes agissant sur le balcon

Tableau.III.5 : charges permanentes agissant sur le garde-corps

Chapitre IV : Etude du contreventement et dynamique

Tableau.IV.6: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Tableau.IV.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Delta dans les deux Sens

Tableau.IV.8 : Résultat des forces reprises par poteaux - voiles

Tableau.IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques

Tableau.IV.9: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Tableau.IV.10 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-delta dans les deux Sens

Tableau.IV.9 : Résultat de forces reprises par poteaux-voiles

Chapitre V : Ferrailage de la structure

Tableau.V.1: Ferrailage des poteaux transversaux

Tableau.V.2: Ferrailage des poteaux longitudinaux
Tableau.V.3: Caractéristiques mécanique des matériaux.
Tableau.V.4: vérification au cisaillement des armatures transversales
Tableau.V.5: vérification au cisaillement des armatures transversales
Tableau.V.6: Ferrailage des poteaux transversaux
Tableau.V.7: Ferrailage des poteaux longitudinaux
Tableau.V.8: Valeurs des valeurs à l'ELU
Tableau .V.9: Ferrailage des poutres principales.
Tableau .V.10 : Ferrailage des poutres principales.
Tableau.V.11 : Ferrailage des poutres secondaires.
Tableau.V.12: Ferrailage des poutres secondaires
Tableau.V.13:Les contraintes des poutres principales
Tableau.V.14:Les contraintes des poutres secondaires
Tableau.V.15: ferrailages des voiles longitudinaux (VL1) .
Tableau.V.16: ferrailages des voiles transversaux (VT3)
Tableau.V.17: ferrailages des voiles transversaux (VT4) .
Tableau.V.18: ferrailages des voiles longitudinaux (VL2).

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau.VI.1:Surface des semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal
Tableau.VI.2: Surface des semelles filantes sous voiles dans le sens transversal
Tableau.VI.3: Surface des semelles filantes sous poteaux
Tableau.VI.4:Ferrailage de la dalle du radier
Tableau.VI.5.Valeurs de calcul des charges des panneaux du haut.
Tableau.VI.6. Valeurs de calcul des charges des panneaux du bas.
Tableau.VI.7. Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure
Tableau.VI.9. valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche
Tableau.VI.10. valeurs de calcul des charges des panneaux à droite

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Fig.I.1: Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à l'ELU)

Fig.I.2: Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

Fig.I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU)

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

Fig.II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Fig.II.2: Coupe d'un voile

Fig.II.3 : Coupe transversale du mur extérieur (en double cloison)

Fig.II.4: Coupe transversale du mur intérieur.

Fig.II.5: Coupe transversale de l'acrotère

Fig.II.6 : coupe transversale du plancher terrasse

Fig.II.7 : coupe transversale du plancher d'étage courant

Fig.II.8: Coupe transversale de la dalle pleine.

Fig.II.9: Surface d'influence revenant au Poteau C2

Fig.II.10: Loi de dégression des surcharges

Chapitre III : Calcul des éléments

Fig.III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Fig.III.2: Schéma statique de calcul et diagramme des efforts.

Fig.III.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Fig.III.4: Schéma du Ferrailage de l'acrotère.

Fig.III.5: Présentation schématique d'une volée.

Fig.III.6: Présentation schématique du palier et de la paillasse.

Fig.III.7: Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

Fig.III.8: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U

Fig.III.9 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

Fig.III.10 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

Fig.III.11 : Schéma de la poutre palière.

Fig.III.12 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

Fig.III.13 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).

Fig.III.14.: Schéma du ferrailage de la poutre palière.

Fig.III.15: Schéma de la cage d'ascenseur.

Fig.III.16: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

Fig.III.17 : Distribution des moments sur le panneau.

Fig.III.18: Schéma ferrailage de la dalle pleine de la salle machine (sens x-x et y-y).

Fig.III.19: Schéma statique du balcon.

Fig. III.20: Schéma de Ferrailage du plancher en dalle pleine.

Fig.III.21: Schéma statique de la poutrelle.

Fig.III.22 : Coefficients forfaitaires sur appuis.

Fig.III.22: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

Fig.III.23: diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

Fig.III.24: Coefficients forfaitaires sur appuis.

Fig.III.25: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m].

Fig.III.26: Schéma du ferrailage de la poutrelle.

Fig.III.27: Détails du ferrailage du plancher en corps creux.

Fig.III.28: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Fig.III.29: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Fig.III.30: Détails du ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre IV : Etude du contreventement et dynamique

Fig.IV.1: Géométrie de base

Fig.IV.2: Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

Fig.IV.3: définir un nouveau matériau

Fig.IV.4: Introduction des propriétés mécaniques du béton

Fig.IV.5: Dimensions des éléments

Fig.IV.6: Dimensionnement des voiles

Fig.IV.7: Dimensionnement du plancher (dalle de compression)

Fig.IV.8 : Définition des charges G et Q

Fig.IV.9: Le spectre de réponse

Fig.IV.10 : Introduction du spectre de réponse

Fig.IV.11 : Introduction du spectre de réponse

Fig.IV.12: Définition du chargement E_x et E_y (séisme)

Fig.IV.13 : Chargement du plancher

Fig.IV.14 : Introduction des combinaisons d'actions

Fig.IV.15: Encastrement des appuis

Fig.IV.16 : La combinaison du poids ($G+0,2Q$)

Fig.IV.17 : Le diaphragme

Fig. IV.18 : Choix des tableaux à afficher

Fig.IV.19 : Modèle 3D de la structure

Fig.IV.20: Spectre de réponse de calcul

Fig.IV.21: Vérification des déplacements selon E_x

Fig.IV.23 : type de contreventement

Fig.IV.24 : le spectre de réponse

Fig.IV.25: Introduction du spectre de réponse

Fig.IV.26: Vérification des déplacements selon E_x

Fig.IV.27 : Vérification des déplacements selon E_y

Chapitre V : Ferrailage de la structure

Fig.V.2: Introduction des données dans SOCOTEC

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fig.VI.1:schémas du radier

Fig.VI.2:Dimension du panneau du radier

Fig.VI.3 : Schéma statique du débord

Fig.VI.4. : Schéma statique de calcul sens longitudinal.

Fig.VI.5. : Schéma statique de calcul sens transversal.

Fig.VI.6. Présentation des chargements simplifiés

Fig.VI.7.: Le chargement à ELU.

Fig.VI.8.: Diagramme des moments fléchissant (ELU)

Fig.VI.9. : Diagramme des efforts tranchants (ELU)

Fig.VI.10: Le chargement à ELU

Fig.VI.11 : Diagramme des moments fléchissant ELU

Fig.VI.12: Diagramme des efforts tranchants (ELU).

Notation et symboles :

Symboles	Notations
A (ou A_s ou A_l)	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton
E_s	Module de Young de l'acier
E_{ij}	Module de Young instantané a l'age de j jours
E_{vj}	Module de Young diffère à l'age de j jours
F	Force ou action en général
I_l	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
N_u	Effort normal de calcul ultime
P	Action permanente
Q	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	Largeur de l'âme d'une poutre
e	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
g	Charge permanente unitaire
h	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
h_1	Hauteur du hourdis d'une poutre
j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	Longueur de flambement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton.
q	Charge permanente unitaire.
St	Espacement des armatures transversales.
Y_l	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
Y_u	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b)	Bras de levier du couple de flexion.
α_u	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU.

γ_s	<i>Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).</i>
γ_b	<i>Coefficient partiel de sécurité sur le béton.</i>
ϵ_{bcmax}	<i>Déformations maximale du béton comprime (epsilon).</i>
ϵ_{st}	<i>Déformations des armatures tendues.</i>
ϵ_{sc}	<i>Déformations des armatures comprimées.</i>
η	<i>Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta).</i>
λ	<i>Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).</i>
μ_{ser}	<i>Moment ultime réduit a l'ELS (mu).</i>
μ_u	<i>Moment ultime réduit `a l'ELU.</i>
ν	<i>Coefficient de poisson (nu).</i>
ρ	<i>Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).</i>
σ	<i>Contrainte normale (sigma).</i>
σ_{bc}	<i>Contrainte maximale du béton comprime.</i>
σ_{st}	<i>Contrainte dans les aciers tendus.</i>
σ_{sc}	<i>Contrainte dans les aciers comprimés.</i>
τ	<i>Contrainte tangente (tau).</i>
τ_u	<i>Contrainte tangente conventionnelle.</i>
τ_s	<i>Contrainte d'adhérence.</i>
τ_{se}	<i>Contrainte d'adhérence d'entraînement.</i>
φ	<i>Coefficient de fluage (phi).</i>
l	<i>Diamètre d'une armature longitudinale.</i>
Φ_t	<i>Diamètre d'une armature transversale.</i>
ψ_s	<i>Coefficient de scellement relatif `a une armature (psi).</i>

Introduction

Introduction

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions, les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, commercial et de service, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...). Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures. Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution. Au dernier chapitre, nous nous intéresserons aux plans d'exécutions. Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

Chapitre I

Présentation

**de l'ouvrage et caractéristiques
mécaniques des matériaux**

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux:

I.1. Présentation du l'ouvrage :

I.1.1. Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, commercial et de service. Ce bâtiment sera implanté à Tizi-Ghenif dans la Wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa). Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : (Ouvrages d'importance moyenne), et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 » d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=2.5\text{bars}$.

I.1.2. Les composants de la structure :

La structure est composée de :

- RDC à usage commercial.
- Etage à usage bureautique (service).
- Sept(7) étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par deux cages d'escalier et un ascenseur

I.1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....29,16 m
- Hauteur du rez-de-chaussée (commercial).....4,08 m
- Hauteur de l'étage de service.....3,06 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m
- Hauteur de l'acrotère.....0,60 m

b) Dimensions en plan :

- Longueur totale.....23,70 m
- Largeur totale12,85 m

I.1.4. Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature :**

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

- **Les planchers :**

Ce sont des aires planes infiniment rigides dans le plan horizontal limitant les différents étages, supportant et transmettant les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

Le plancher terrasse sera inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

A l'exception du plancher supportant l'appareil de levage ainsi que le plancher couvrant ce dernier, seront en dalle pleine d'une épaisseur de 20 cm reposant sur 4 appuis.

a-Plancher à corps creux :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- L'isolation thermique et phonique.
- Support des plafonds et revêtements. Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b- Dalles pleines en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et dans la salle machine d'ascenseur.

- **Les escaliers :**

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

Le bâtiment sera muni de deux cages d'escaliers, une est destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation, tandis que l'autre est destinée à assurer le passage vers l'étage de service de type « escalier droit à deux volées » reliant les différents étages, Ces escaliers comporteront deux volées adjacentes et un palier intermédiaire et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

- **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **les murs extérieurs :** murs de 30 cm d'épaisseur (15+5+10), réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm.

- **les murs intérieurs :** murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

- **Les revêtements :**

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

- **Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

- **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment sera muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée en charpente métallique avec maçonnerie rigide.

- **Système de coffrage :**

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

- pour le coffrage des portiques : un coffrage classique en bois.
- pour le coffrage des voiles : un coffrage métallique.

- **Les voiles :**

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

- **Les fondations :**

Situées à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et des surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

1.1.5. Réglementation utilisée :

L'étude de ce projet sera menée selon les règles suivantes :

- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 VERSION 2003 (règles parasismiques algériennes).
- CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR-BC-2.2 (document technique réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.2.1. Introduction :**

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est la résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération (prévalant souvent sur le critère précédent) tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

I.2.2. Les différents états limites :

Les états limites correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement par lesquels la structure peut être calculée.

a) Les états limites ultimes (ELU) : dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

- L'état limite ultime d'équilibre statique : glissement, renversement, tassement.

- L'état limite ultime de résistance : concerne la non-rupture de l'ouvrage sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués, cela conduira à déterminer par exemple les quantités d'armatures à placer dans un élément de la structure.

- L'état limite de stabilité de forme : concerne les pièces élancées, par exemple un poteau qui est soumis à la flexion composée se doit de résister au risque de flambement.

b) Les états limites de service (ELS) : dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton

- L'état limite de service d'ouverture des fissures : la corrosion des armatures insuffisamment protégées compromet la durabilité de l'ouvrage.

- L'état limite de service de déformation : des déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres (comme la fissuration du carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple).

I.2.3.Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

- *Les actions permanentes(G)* : s'appliquant pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la structure

- Les charges de la superstructure (équipements fixes)

- *Les actions variables(Qi)*:actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires.

- *Les actions accidentelles* : séisme, action du feu, chocs...etc.

I.2.4.Le béton :**Généralités :**

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage éventuellement, des produits d'addition (adjuvants).

Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton par contre, sa résistance à la traction est faible.

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre.....380 à 450 cm³.
- Gravier750 à 850 cm³.
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m³.
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³.

I.2.4.1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge (f_{c28}) est utilisée le plus souvent.

Selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), Nous nous référons à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, tel que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour ce projet, nous adopterons : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

I.2.4.2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

Selon l'article A.2.1-1-2 du BAEL 91, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours (f_{tj}) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

Pour $j = 28 \text{ j}$, nous avons : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ Mpa.}$

I.2.4.3. Contrainte limite ultime de résistance à la compression:

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article A.4.3-4-1

du BAEL91 : $f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (Mpa)

γ_b : coefficient de sécurité.

- pour $\gamma_b = 1,50$ (en situation courante) $\rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa.}$

- pour $\gamma_s = 1,15$ (en situation accidentelle) $\rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa.}$

θ : coefficient tenant compte de la durée d'application des actions

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

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

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour la vérification à l'état limite ultime, nous adoptons le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. 1.1).

Ce diagramme est constitué :

- D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative : $0\% \leq \epsilon_{bc} \leq 2\%$
- D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative : $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$

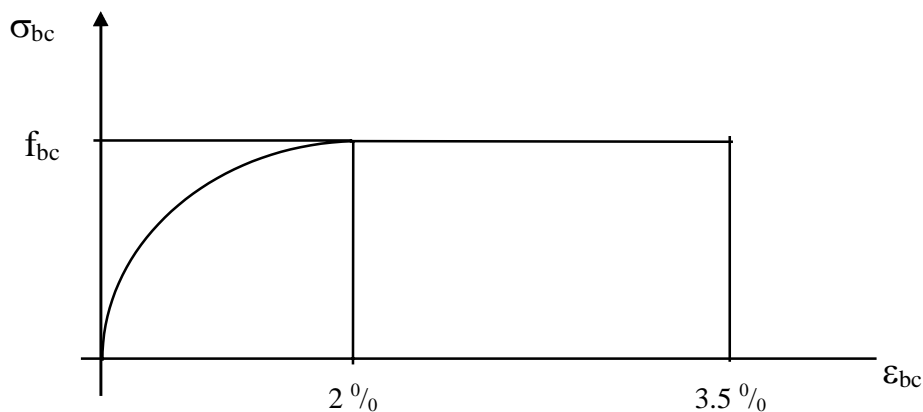


Fig.I.1: Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU)

I.2.4.4. Contrainte limite de service de résistance à la compression:

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, nous supposons donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :

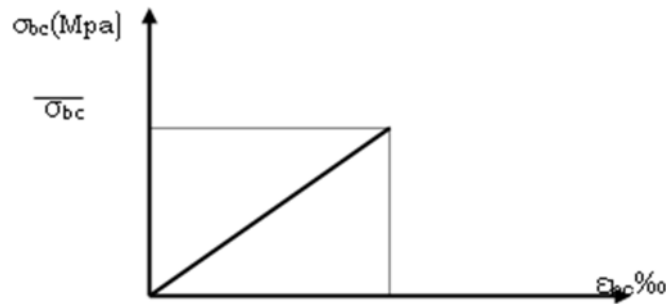


Fig.I.2: Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

I.2.4.5. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article A.5.1-2-1 du

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

BAEL 91 :

$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa}$ cas où la fissuration est peu préjudiciable.

$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}$ cas où la fissuration est préjudiciable ou très Préjudiciable.

I.2.4.6. Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

- **Module d'élasticité instantanée :** (Article A.2.1-2-1 du BAEL 91).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures (chargement de courte durée), il en résulte un module égal à :

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

Dans notre cas : $E_i = 32164,2 \text{ Mpa}$.

- **Module d'élasticité différée :** (Article A.2.1-2-2 du BAEL 91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, qui est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : $E_v = 10818,9 \text{ Mpa}$.

• **Module d'élasticité transversale:**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad [\text{Mpa}]$$

Avec :

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de POISSON, c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, tel que :

- ♦ $\nu = 0$ (cas des états limites ultimes)
- ♦ $\nu = 0,2$ (cas des états limites de service)

I.2.5. Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Nous distinguons deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA)

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψ_s]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 ($\Phi < 6$)	TS	520	550	8 %	1,3	1

Tableau.I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

I.2.5.1. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000\text{ Mpa}$ (article A.2.2-1 du BAEL 91).

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

I.2.5.2. Coefficient de POISSON :

Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à : $\nu = 0,2$

I.2.5.3. Contrainte limite de l'acier :

a/ Etat limite ultime :

Diagramme « contrainte – déformation » :

Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, nous utiliserons le diagramme conventionnel suivant :

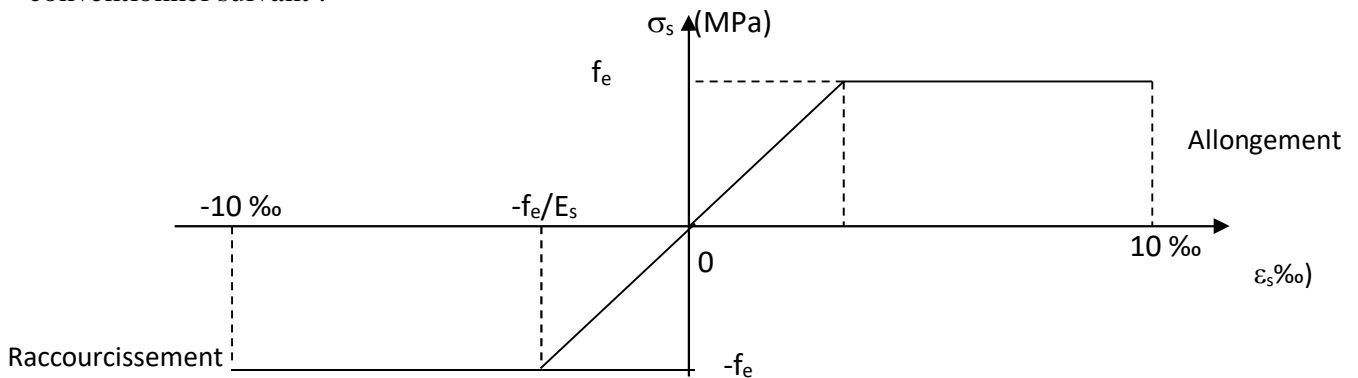


Fig.I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU)

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10 ‰
- La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par l'article A.4.3-2 du BAEL 91 :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}).$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle.}$$

Pour le présent projet, en situation courante, nous obtenons les valeurs suivantes : Aciers HA (FeE400): $\sigma_s = 348\text{ Mpa}$.

Treillis soudés TL520 : $\sigma_s = 452,17\text{ Mpa}$.

b/ Etat limite de service :

Les contraintes limites de l'acier à l'état limite de service sont données en fonction de l'ouverture des fissures dont il est nécessaire de limiter, et ce cause des risques de corrosion des armatures. 3 cas de fissurations d'après les règles de l'article A.4.5-3 du BAEL 91 :

- **Fissurations peu préjudiciables (peu nuisible) :** Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissurations préjudiciables :** Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{e28}}]$$

[Mpa]. η : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA) si $\phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les aciers (HA) si $\phi < 6\text{mm}$.

Nous obtenons donc les valeurs :

- pour les aciers (HA) si $\phi \geq 6\text{mm}$: $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 201,63) = 201,63$ [Mpa].

- pour les aciers (HA) si $\phi < 6\text{mm}$: $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 181,75) = 181,75$ [Mpa].

- **Fissurations très préjudiciables :** Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq 0,8 \cdot \bar{\sigma}_{St}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}] \quad [\text{Mpa}]$$

$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA)

Nous avons donc la valeur suivante : $\sigma_{St} \leq 161,30$ [Mpa]

1.2.5.4. Protection des armatures :

D'après l'article A.7.2-4 du BAEL91, pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut 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 et aux éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II. Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges :**II.1. Pré-dimensionnement des éléments :****II.1.1. Introduction :**

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons à la deuxième étape qui est le pré-dimensionnement.

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié 99).

II.1.2. Pré-dimensionnement des planchers :

- **Plancher en corps creux :**

Le plancher est constitué de corps creux, de treillis soudés et d'une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée.

L'épaisseur de ce de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant l'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ [cm]}$$

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

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 3,65 - 0,30 \text{ m} = 3,35 \text{ m} = 335 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{335}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 14,88 \text{ cm}$

➤ *Épaisseur adoptée* : plancher de 20cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4cm).

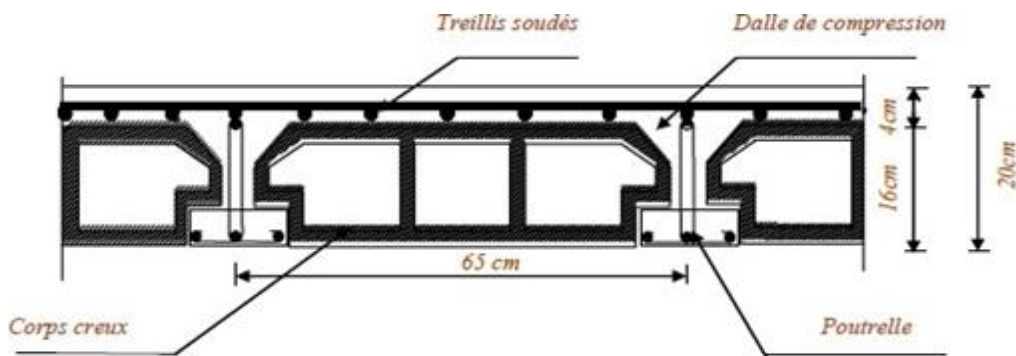


Fig.II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- **Plancher en dalle pleine :**

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

- **Condition de résistance à la flexion :**

a) Panneau intermédiaire de l'ascenseur :

$$\alpha = 1,70 / 2,00 = 0,85 \longrightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$e_p \geq l_x / 30 = 170 / 30 = 5,66 \text{ cm}$$

➤ Nous optons pour : $e_p = 15 \text{ cm}$.

- **Condition de résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

Nous optons pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, $e_p = 15 \text{ cm}$.

- **Isolation acoustique :** (règles techniques CBA93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m^2 .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm} \quad \text{Nous optons pour une épaisseur de } 15 \text{ cm}$$

II.1.3. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est la transmission des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Nous distinguons :

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

L'article A.4.14 du BAEL 91 nous donne les conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0,4.h \leq b \leq 0,7.h$$

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

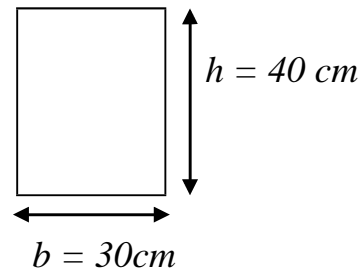
- **Poutres principales** : Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal).

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$475/15 \leq h \leq 475/10$$

$$\text{Donc : } 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$$

$$\text{Prenons : } h = 40 \text{ cm}$$



$$0,4.40 \leq b \leq 0,7.40 \text{ ; } 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

$$\text{Prenons : } b = 30 \text{ cm}$$

Poutre principale

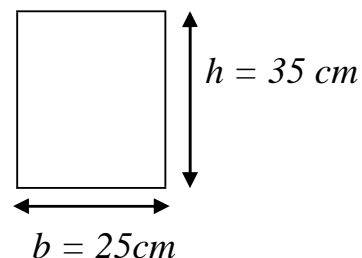
- **Poutres secondaires** : Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal).

$$L_{\max} = 365 - 30 = 335 \text{ cm}$$

$$335/15 \leq h \leq 335/10$$

$$\text{Donc : } 22,33 \text{ cm} \leq h \leq 33,5 \text{ cm}$$

$$\text{Prenons : } h = 35 \text{ cm}$$



$$0,4.h \leq b \leq 0,7.h \text{ ; } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

$$\text{Prenons : } b = 25 \text{ cm}$$

Poutre secondaire

- **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :**

L'article (A.7.4-1) du RPA 99 version 2003 nous donne les dimensions des poutres à respecter :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

- **Poutres principales :**

$$b = 30 > 20 \quad \text{cm}$$

$$h = 40 > 30 \quad \text{cm}$$

$$h = 40$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$$

✓ Les conditions sont vérifiées.

- **Poutres secondaires :**

$$b = 25 \geq 20 \quad \text{cm}$$

$$h = 35 \geq 30 \quad \text{cm}$$

$$h = 35$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4$$

✓ Les conditions sont vérifiées.

Conclusion : les sections à adopter sont comme suit :

- *Poutres principales* : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- *Poutres secondaires* : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

Remarque : les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées.

II.1.4. Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA 99 version 2003 :

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

L_{min} : longueur minimale des voiles.

a : épaisseur du voile.

Avec : $a \geq h_e/20$

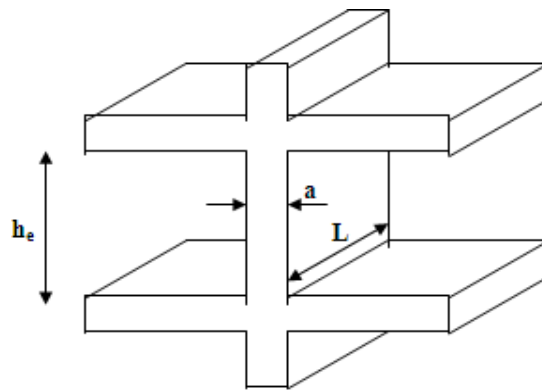


Fig.II.2 : Coupe d'un voile

L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

▪ **Cas du RDC :**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

h_e : hauteur du niveau

20 cm : épaisseur du plancher (16+4)

$$\text{Donc : } a \geq (388/20) = 19,4 \text{ cm}$$

Donc : Nous adoptons 25 cm d'épaisseur pour les voiles du RDC.

▪ **Cas d'étage courant :**

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

$$\text{Donc : } a \geq (286/20) = 14,3 \text{ cm}$$

Donc : Nous adoptons 20 cm d'épaisseur pour les voiles des étages courants.

- **Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :**

Longueur minimale du voile

Nous devons vérifier $L_{\min} \geq 4.a$

RDC : $L_{\min} = 1,00 \text{ m} \geq 4 \times 0,25 = 1 \text{ m}$

- La condition est vérifiée.

Etage courant : $L_{\min} = 1,00 \text{ m} \geq 4 \times 0,20 = 0,80 \text{ m}$

- La condition est vérifiée.

II.1.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait en fonction de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité, le dimensionnement retenu doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91 modifié 99.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service (ELS) en compression simple en supposant que, seul, le béton reprend l'effort normal (N) tel que :

$$N = G + Q$$

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone II-a)
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ (avec $h_e = 306 \text{ cm}$)
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$S = N / \bar{\sigma}_{bc}$$

N : effort de compression déterminé par la descente de charge.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service du béton en compression tel que :

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

II.1.6. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le document technique réglementaire (D.T.R) B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d'exploitation.

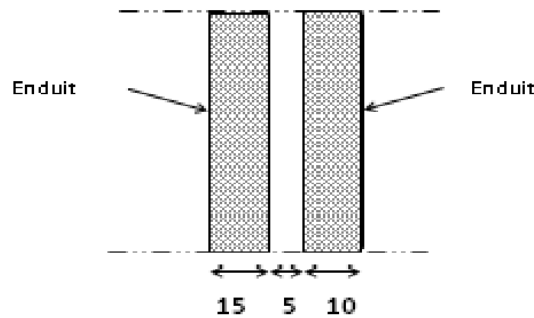


Fig.II.3 : Coupe transversale du mur extérieur (en double cloison)

• **Charges permanentes des murs extérieur :**

	<i>Eléments du mur</i>	ρ [KN/m ³]	<i>e</i> [cm]	<i>G</i> [KN/m ²]
1	<i>Enduit extérieur (ciment)</i>	20	2	0,40
2	<i>Brique creuse (12 trous)</i>	9	15	1,35
3	<i>Brique creuse (8 trous)</i>	9	10	0,90
4	<i>Enduit intérieur (plâtre)</i>	10	2	0,20
				<i>G = 2,85 KN/m²</i>

Tableau.II.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

- Charges permanentes des murs intérieurs :

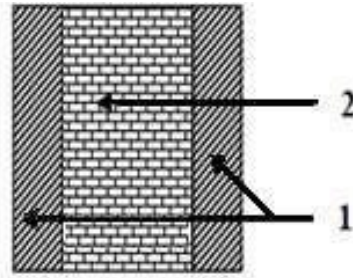


Fig.II.4: Coupe transversale du mur intérieur.

	Eléments du mur	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Enduit de plâtre	10	2	0,20
2	Brique creuse (8 trous)	9	10	0,90
3	Enduit de plâtre	10	2	0.20
				G=1,30 KN/m²

Tableau.II.2 : Caractéristiques des aciers utilisés

- Charges permanentes de l'acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,03 \times 0,10) / (2) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

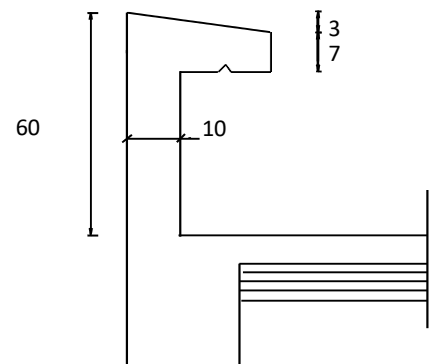


Fig.II.5: Coupe transversale de l'acrotère

• **Charges permanentes des planchers :**

$$G = \rho \cdot e$$

ρ : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément

a) **Plancher terrasse inaccessible (plancher en corps creux) :**

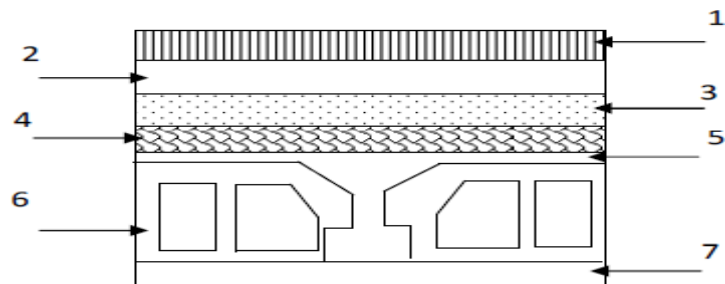


Fig.II.6 : coupe transversale du plancher terrasse

	<i>Eléments du plancher</i>	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	<i>Gravillon roulé de protection</i>	18	5	0,90
2	<i>Etanchéité multicouche</i>	6	2	0,12
3	<i>Béton en forme de pente</i>	22	10	2,20
4	<i>Pare vapeur (feuille de polyane)</i>	/	/	0,01
5	<i>Isolation thermique en liège</i>	4	4	0,16
6	<i>Dalle en corps creux (16+4)</i>	14	20	2,80
7	<i>Enduit de plâtre</i>	10	2	0,20
				$G = 6,39$ KN/m²

Tableau.II.3 : Caractéristiques des aciers utilisés

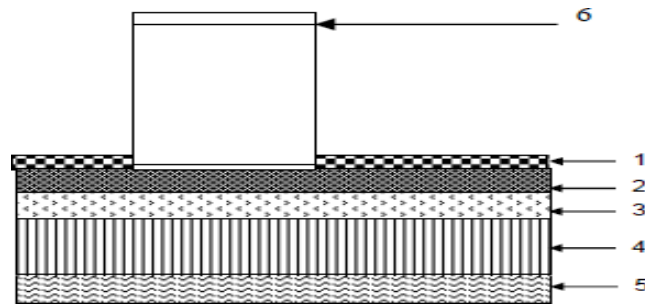
b) Plancher d'étage courant (plancher en corps creux) :

Fig.II.7 : coupe transversale du plancher d'étage courant

	<i>Eléments du plancher</i>	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement de carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2,80
5	Enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Cloison de séparation interne	09	10	0,9
				$G = 5,10$ KN/m²

Tableau.II.4 : Caractéristiques des aciers utilisés

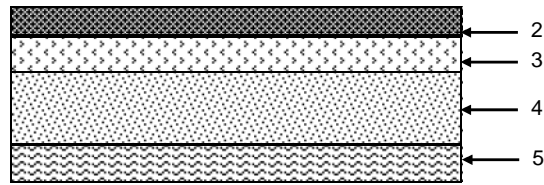
c) Plancher dalle pleine :

Fig.II.8: Coupe transversale de la dalle pleine.

	<i>Eléments du plancher</i>	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	<i>Revêtement de carrelage</i>	22	2	0,44
2	<i>Mortier de pose</i>	20	2	0,40
3	<i>Lit de sable</i>	18	2	0,36
4	<i>Dalle pleine</i>	25	15	3,75
5	<i>Mortier de ciment</i>	22	1,5	0,33
				$G = 5,28$ KN/m²

Tableau.II.5 : Caractéristiques des aciers utilisés

♦ Surcharges d'exploitation (DTR) :

<i>Désignation du plancher</i>	Q [KN/m ²]
<i>Plancher de la terrasse</i>	1
<i>Plancher des étages courants (habitations)</i>	1,50
<i>Plancher des balcons</i>	3,50
<i>Plancher d'entresol (bureaux)</i>	1,50
<i>Acrotères</i>	1
<i>Plancher du rez de chaussée (commerce)</i>	1,5
<i>Escalier</i>	2,5

Tableau.II.6 : Valeurs des surcharges d'exploitation selon DTR

Chapitre II **Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges**
II.2.Descente de charges :

La descente de charges est l'opération qui détermine, le cheminement des efforts, dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations, ce qui nous permet de pré-dimensionner les poteaux les plus sollicités de la structure.

Dans cette structure, le poteau le plus sollicité est C2.

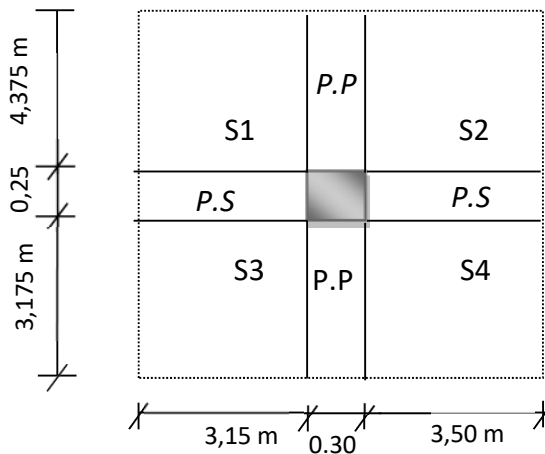


Fig.II.9: Surface d'influence revenant au Poteau C2

II.2.1.Surface d'influence revenant au poteau C2

$$S=S1+S2+S3+S4$$

Avec:

$$S1 = 3,45 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3,83 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,50 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2,78 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 12,56 \text{ m}^2$$

II.2.2.Loi de dégression des surcharges :

Le document technique règlementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

(Q₀) étant la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

- De (Q₁)
- à (Q₈) : surcharges d'exploitation des planchers d'étage courant (habitations)

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = 1,5 \times 12,56 = 19,56 \text{ KN.}$$

- (Q₉) : surcharge d'exploitation du plancher de service (bureaux)

$$Q_9 = 2,5 \times 12,56 = 31,40 \text{ KN.}$$

- (Q₁₀) : surcharge d'exploitation du plancher du rez de chaussée (commercial)

$$Q_{10} = 5 \times 12,56 = 62,80 \text{ KN.}$$

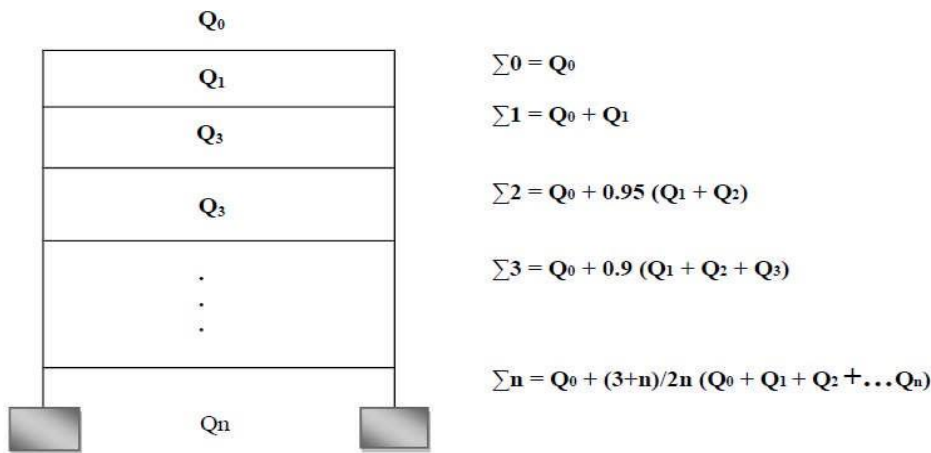


Fig.II.10: Loi de dégression des surcharges

II.2.3.Coefficients de dégression des surcharges :

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	Ser	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

Tableau.II.7 : valeurs des coefficients de dégression des surcharges

I/ Surcharges Cumulées :

$S_T = Q_0 = 12,56 \text{ m}^2.$

$S_1 = Q_0 + Q_1 = 12,56 + 19,56 = 32,12 \text{ KN}$

$S_2 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 \times 2) = 12,56 + 37,164 = 49,724 \text{ KN}$

$S_3 = Q_0 + 0,90 \times (Q_1 \times 3) = 12,56 + 52,812 = 65,372 \text{ KN}$

$S_4 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 \times 4) = 12,56 + 66,504 = 79,06 \text{ KN}$

$S_5 = Q_0 + 0,80 \times (Q_1 \times 5) = 12,56 + 78,24 = 90,80 \text{ KN}$

$S_6 = Q_0 + 0,75 \times (Q_1 \times 6) = 12,56 + 88,02 = 100,58 \text{ KN}$

$S_7 = Q_0 + 0,714 \times (Q_1 \times 7) = 12,56 + 97,76 = 110,32 \text{ KN}$

$S_{RDC} = Q_0 + 0,687 \times (Q_1 \times 7 + 31,40) = 12,56 + 115,64 = 128,20 \text{ KN}$

2/ Poids propre des poutres :

- Poutres principales : $G_{pp} = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 3,780 = 11,31 \text{ KN}$
- Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,325 = 7,27 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 11,31 + 7,27 = 18,58 \text{ KN}$

3/ Poids propre des planchers :

- Plancher terrasse : $G_{pt} = S_t \times G_{pt} = 12,56 \times 6,39 = 80,258 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $G_{pc} = S_t \times G_{pc} = 12,56 \times 5,10 = 64,056 \text{ KN}$

4/ Poids propre des poteaux :

- RDC : $G_{pp} = 0,40 \times 0,40 \times 4,08 \times 25 = 16,32 \text{ KN}$
- Etage ser ,2^{eme} et 3^{eme} : $G_{pp} = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN}$
- 4^{eme} au 6^{eme} : $G_{pp} = 0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9,37 \text{ KN}$
- 7^{eme} et 8^{eme} : $G_{pp} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,885 \text{ KN}$

♦ Tableau récapitulatif de la descente des charges :

Niv	Charges Permanentes [KN]				Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]		
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cum	Q	Q cum	N =Gc+Qc	S ≥N/σbc	Section adoptée
8	80,258	18,58	/	98,84	98,84	12,56	12,56	111,40	74,27	30x30
7	64,056	18,58	6,885	89,521	188,36	19,56	32,12	220,48	147	30x30
6	64,056	18,58	9,37	92,006	280,38	19,56	49,72	330,10	220	35x35
5	64,056	18,58	9,37	92,006	372,37	19,56	65,37	437,74	291,82	35x35
4	64,056	18,58	9,37	92,006	464,37	19,56	79,06	543,43	362,28	35x35
3	64,056	18,58	12,24	94,876	559,24	19,56	90,80	650,04	433,36	40x40
2	64,056	18,58	12,24	94,876	654,12	19,56	100,58	754,70	503,13	40x40
Ser	64,056	18,58	12,24	94,876	749	31,40	110,32	859,30	572,87	40x40
RDC	64,056	18,58	16,38	99,016	848,01	62,80	128,20	976,21	650,8	40x40

Tableau.II.8 : Récapitulation de la descente de charge

Remarque :

Les sections adoptées pour le pré-dimensionnement des poteaux dans les différents étages de la structure est en fonction de leurs reprise des efforts verticaux qui est de 100%.

Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :

- **Poteaux d'étage courant (du 7^{ème} au 8^{ème}) :** poteau (30×30)

- Min (30, 30) ≥ 25 cm..... Vérifiée
- Min (30, 30) ≥ h_e / 20 = 15,3 cm..... Vérifiée
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4= 1/4 ≤ l ≤ 4..... Vérifiée

- **Poteaux d'étage courant (du 4^{ème} au 6^{ème} étage) :** poteau (35×35)

- Min (35, 35) ≥ 25 cm..... Vérifiée
- Min (35, 35) ≥ h_e / 20 = 15,3 cm..... Vérifiée
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4= 1/4 ≤ l ≤ 4..... Vérifiée

- **Poteaux du RDC et E. service et du 2^{ème} au 3^{ème} étage:** poteau (40×40)

- Min (40, 40) ≥ 25 cm..... Vérifiée
- Min (40, 40) ≥ h_e / 20 = 15,3 cm..... Vérifiée
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4= 1/4 ≤ l ≤ 4..... Vérifiée

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II.2.4.Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.....(1)$$

Avec :

L_f: Longueur de flambement ;(L_f = 0,7. L₀).....(2)

i : Rayon de giration (i = [I /A]^{1/2}).....(3)

I : Moment d'inertie (I = bh³/12).....(4)

A: Section transversale du Poteau (B = a . b)..... (5)

L₀ : hauteur libre du poteau

λ : Élancement du poteau ;

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) Nous trouvons : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

♦ **Poteaux de l'Etage courant (4^{ème} au dernier étage) :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,17$$

$\lambda < 50$condition vérifiée

♦ **Poteaux d' Etage de service et du 2^{ème} au 3^{ème} étage:**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 18,55$$

$\lambda < 50$condition vérifiée

♦ **Poteaux Rez-de-chaussée:**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{40} = 24,73$$

$\lambda < 50$condition vérifiée

Conclusion : La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

Récapitulatif :**- Poutres :**

- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

- Poteaux :

- Poteaux du RDC, E-ser et 2^{ème} et 3^{ème} : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 4^{ème} au 6^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 7^{ème}, 8^{ème} étage : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les sections adoptées représentent 100% de la reprise des efforts verticaux.

(Avant de modéliser et d'introduire des voiles dans la structure)

- Voile :

- **RDC** : épaisseur de 25 cm.
- **Etage courant** : épaisseur de 20 cm.

- **Plancher en corps creux** : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

- **Plancher en dalle pleine** : plancher de 15 cm d'épaisseur

Chapitre III

Calcul des éléments

III. Calcul des éléments:

III.1.Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- ◆ *Les éléments porteurs principaux* : qui contribuent au contreventement directement.
- ◆ *Les éléments secondaires* : qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont tout de même considérés comme dépendants de la géométrie interne de la structure.

III.2.Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural en béton armé dont le rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort latéral (Q) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire.

III.2.1.Etude de l'acrotère :

III.2.1.1.Calcul des efforts :

Poids propre (G) :

$$G = \rho \cdot S$$

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,03 \times 0,10) / (2) = 0,069 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation horizontale (Q) :

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

Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N = G \cdot l = 1.725 \text{ KN}$$

Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$T = Q \cdot l = 1 \text{ KN}$$

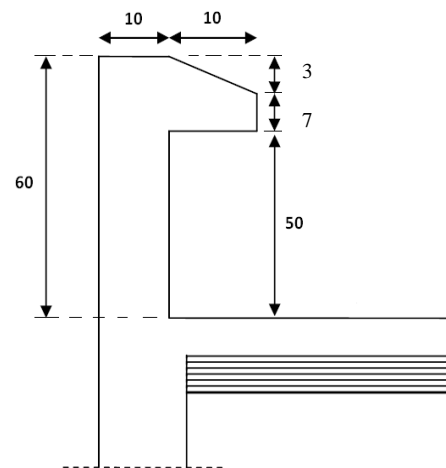


Fig.III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$$

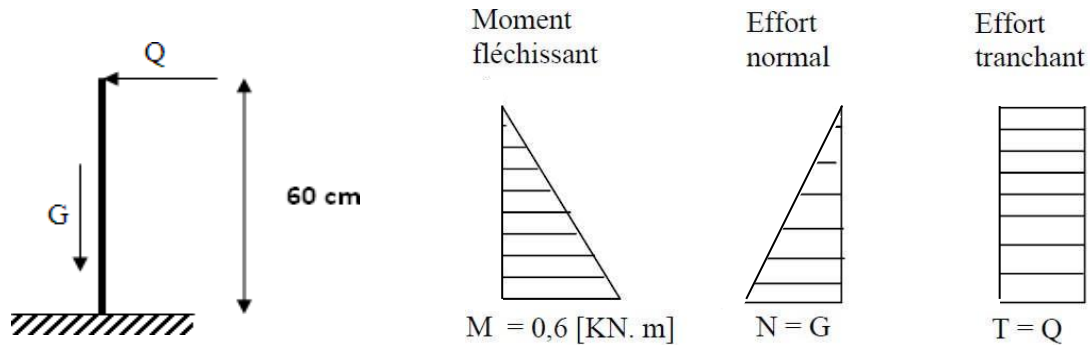


Fig.III.2: Schéma statique de calcul et diagramme des efforts.

III.2.1.2. Combinaisons de charges :

a) A l'état limite ultime ELU :

La combinaison de charges est donnée par l'article A.3.3-2-1 du BAEL 91 : $1,35 G + 1,5 Q$

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$V_u = 1,50 \times Q = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.m}$$

b) A l'état limite de service ELS :

La combinaison de charges est donnée par l'article A.3.3-3 du BAEL 91 : $G + Q$

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_s = G = 1,725 \text{ KN}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$V_s = Q = 1 \text{ KN}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$$

III.2.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé par l'étude d'une section rectangulaire ($b \times h$) soumise à la flexion composée.

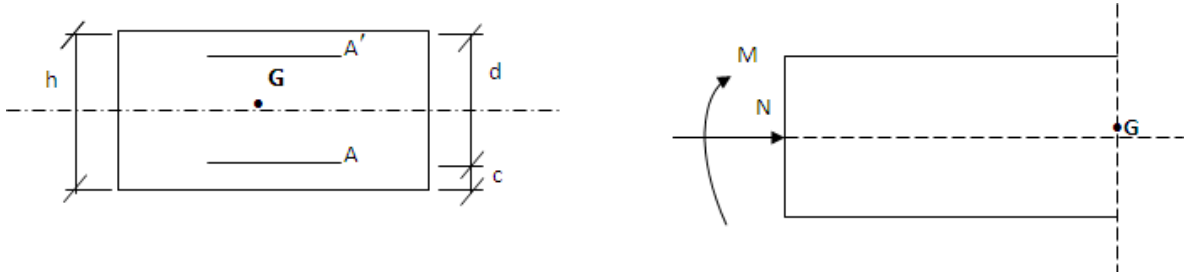


Fig.III.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Avec :

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

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

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

$c = c' = 3$ cm (enrobage).

a) Calcul de l'excentricité :

Soit : e_u : l'excentricité.

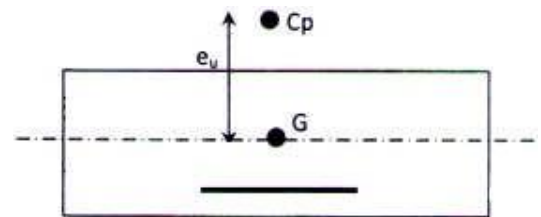
C_p : le centre de pression (position du point d'application de l'effort normal)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.33} = 0.386 \text{ m} = 38.6 \text{ cm}$$

$$e_u = 38,6 \text{ cm}$$

$$(h / 2) - c = (10 / 2) - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_u = 38,6 \text{ cm} > (h / 2) - c = 2 \text{ cm}$$



Le centre de pression se situe à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal (N_u) est un effort de compression, la section est donc partiellement comprimée et sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues. On se ramènera ensuite à la flexion composée où la section réelle des armatures sera déterminée.

b) Calcul en flexion simple :

- Le moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times [(h / 2) - c] = 0,90 + 2,33 \times 0,02 = 0,946 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,946 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 0,0136 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0136 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,993 \text{ (du tableau)}$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,946 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348}$$

$$A_f = 0,391 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

Section réelle des armatures principales :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,391 - \frac{2,33 \times 10}{348}$$

$$A = 0,324 \text{ cm}^2$$

III.2.1.3.1. Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** (Article A.2.4-1 du BAEL 91 modifié 99).

▪ Armatures principales :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} X \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,348 \text{ m} = 34,8 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot 2,1}{400} X \frac{34,8 - 0,455 \cdot 7}{34,8 - 0,185 \cdot 7}$$

$$A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0,324 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité n'est pas}$$

vérifiée. On adopte la section minimale : $A = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec espacement ($S_t = 20 \text{ cm}$).

- Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,503 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec espacement (S_t = 25cm).

b) Vérification de l'écartement dans les barres :

Armatures principales : S_t = min (2h ; 25 cm) = 20cm

S_t = 20 cm ≤ 20 cm ⇒ la condition est vérifiée.

Armatures de répartition : S_t = min (3h ; 33 cm) = 30cm

S_t = 25 cm ≤ 30 cm ⇒ la condition est vérifiée.

c) Vérification au cisaillement : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min [0,15 (f_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}$$

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est préjudiciable (γ_b = 1,5).

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 1,50 \text{ KN/ml} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,50 \times 1000}{1000 \times 70} = 0,02 \text{ Mpa}$$

τ_u < τ̄ → la condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres : (Article A.6.1.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} : \text{contrainte d'adhérence, tel que : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

τ̄_{se} : contrainte limite d'adhérence

Aciers haute adhérence (HA) ⇒ Ψ_s = 1,5 → τ_{se} = 1,5 × 2,1 ⇒ τ_{se} = 3,15 MPa.

∑ u_i : Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 4 \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

e) **Ancrage des armatures verticales** : (Article A.6.1-2-2 du BAEL 91)

$$l_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

l_s : Longueur de scellement droit.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Longueur de scellement adoptée : $l_s = 30 \text{ cm.}$

Conclusion : Les armatures adoptées sont vérifiées à l'ELU.

III.2.1.3.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, les aciers sont en (FeE400) de diamètre (8mm)
 \Rightarrow la fissuration est considérée comme étant préjudiciable ($\eta = 1,6$)

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

- a) Calcul de l'excentricité « e_s » :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,348m = 34,8 \text{ cm} > = \frac{h}{2} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée vu que le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

- b) Vérification des contraintes de compression dans l'acier : (Article A.4.5-3-3 du BAEL 91).

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100.2,01}{100.7} = 0,287 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,9155 \text{ et } k_1 = 44,17 \text{ (du tableau).}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6.1000}{0,9155.7.2,01} = 44,58 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ (2/3) f_c ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ Mpa} ; 201,633 \text{ Mpa} \} = 201,633 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- c) Vérification des contraintes dans le Béton : (Article A.4.5-2 du BAEL 91).

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 44,58 / 44,17 = 1,009 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.2.1.3.3. Vérification de l'acrotère au séisme : (Article A.6.2.3 du RPA 99 version 2003).

Pour résister à la force horizontale « F_p », l'acrotère doit être conçu de manière à ce que « F_p » soit inférieure à la surcharge « Q » donnée.

La force agissant sur l'acrotère est calculée comme suit :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p < Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone tiré du tableau (4.1).

$A = 0,15$ (zone IIa, groupe d'usage 2)

W_p : poids de l'acrotère ($W_p = 1,725 \text{ KN/ ml}$)

C_p : facteur de force horizontale (variant entre 0,3 et 0,8) tiré du tableau (6.1)

$\Rightarrow C_p = 0,8$ (élément en console)

AN: $F_p = 4 \times 0,15 \times 1,725 \times 0,8 = 0,828 < Q = 1 \text{ KN /ml}$.

\Rightarrow La condition est vérifiée, il est inutile de calculer l'acrotère au séisme vu qu'il a été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Récapitulatif :

- *Armatures principales :* $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).
- *Armatures de répartition :* $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

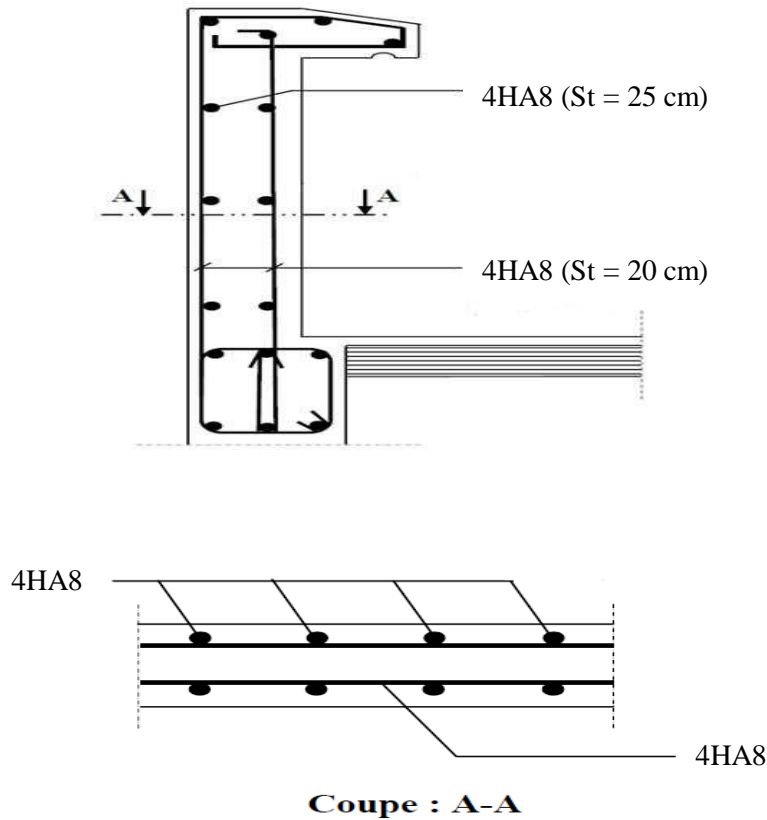


Fig.III.4: Schéma du Ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul de l'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles (peu préjudiciable).

L'escalier est constitué de deux volées adjacentes et d'un palier intermédiaire.

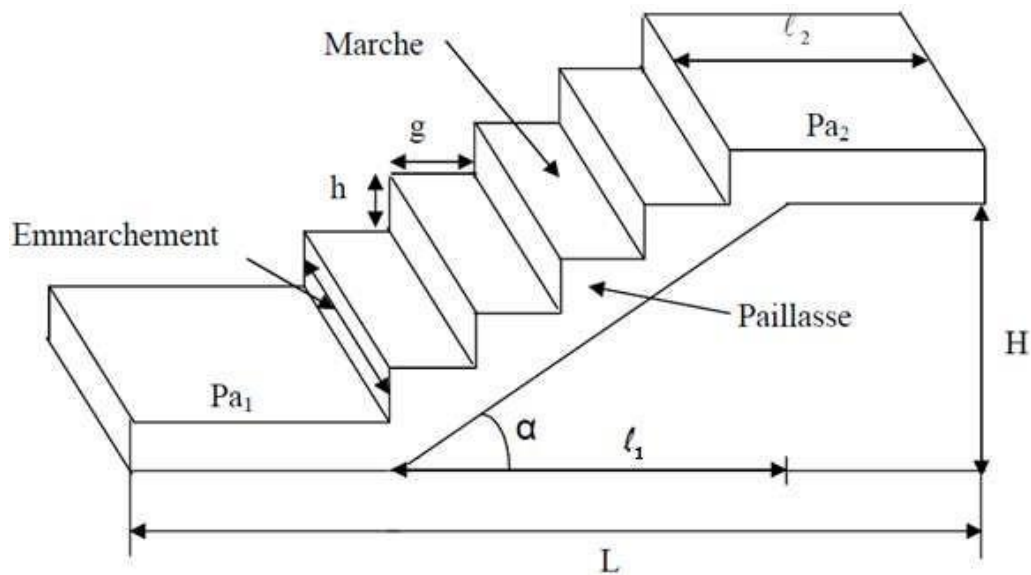
III.3.1. Dimensionnement :

Fig.III.5: Présentation schématique d'une volée.

Giron (g) : distance mesurée sur la ligne de foulée séparant deux contremarches (largeur de la marche).

Hauteur de la contremarche (h) : différence de niveau entre deux marches successives.

Emmarchement : longueur de la marche (égale à 130 cm).

H : hauteur de la paillasse.

l_1 : longueur de ligne de foulée (longueur de la paillasse projetée).

l_2 : largeur du palier.

L : la somme de la longueur de la volée projetée et des longueurs des deux paliers.

- Formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$

Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

En tenant compte de la hauteur d'étage (3,06 m) et du giron ($g = 30$ cm), la hauteur de contremarche la plus appropriée sera : $h = 17$ cm.

$g + 2 h = 30 + (2 \times 17) = 64$ cm (la Formule de BLONDEL est vérifiée).

- Nombre de marches : $n = 8$
- Nombre de contremarches : $n' = n + 1 = 9$
- Hauteur d'une volée :

$$n' = \frac{H}{h} \implies H = h \times n' = 17 \times 9 = 153 \text{ cm}$$

- Longueur de ligne de foulée : $l_1 = g \times n = 30 \times 8 = 240$ cm

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \implies \alpha = 32,52$$

III.3.2.Redimensionnement de la paillasse et du palier :

Le redimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur (e) doit vérifier :

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

L_0 : longueur développée des paliers et de la paillasse.

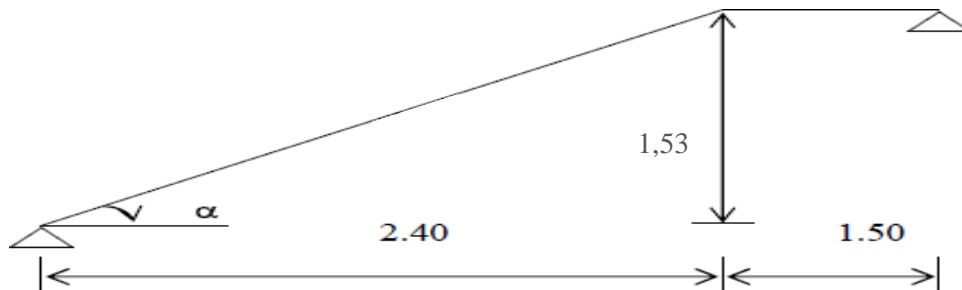


Fig.III.6: Présentation schématique du palier et de la paillasse.

$$L_0 = L^* + 150 \text{ [cm]}$$

L^* : Longueur en plan de la volée.

$$\text{Cos}\alpha = l_1 / L^* \implies L^* = (l_1 / \text{cos}\alpha) = 240 / 0,843 = 285 \text{ cm}$$

$$L_0 = 285 + 150 = 435 \text{ cm}$$

$$\frac{435}{30} \leq e \leq \frac{435}{20} \implies 14,5 \text{ cm} \leq e \leq 21,75 \text{ cm}$$

On adopte la même épaisseur (e) pour les paillasse et les paliers.

- Epaisseur adoptée: $e = 17 \text{ cm}$

III.3.3.Détermination des sollicitations de calcul :

Les dimensions des marches sont faibles par rapport à la portée de la paillasse, Nous admettons que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse.

En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple, le calcul s’effectuera pour une bande d’un mètre d’emmarchement ainsi qu’un mètre de projection horizontale de la volée.

a) Détermination des charges et des surcharges :

- **Charges agissant sur le palier :**

	<i>Eléments du plancher</i>	$\rho \text{ [KN/m}^3\text{]}$	$e \text{ [cm]}$	$G \text{ [KN/m}^2\text{]}$
1	<i>Poids propre</i>	25	17	4,25
2	<i>Poids des revêtements (carrelage mortier)</i>	20 et 22	2	0,84
3	<i>Poids du lit de sable</i>	18	2	0,36
4	<i>Poids de l’enduit en plâtre</i>	10	2	0,20
				$G = 5,65 \text{ KN/m}^2$

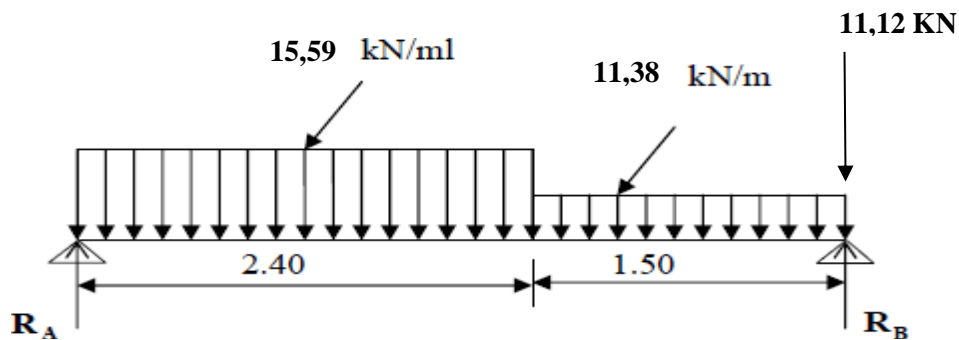
Tableau.III.1: charges et des surcharges agissant sur le palier

- **Charges agissant sur la paillasse :**

	<i>Eléments du plancher</i>	$\rho \text{ [KN/m}^3\text{]}$	$e \text{ [cm]}$	$G \text{ [KN/m}^2\text{]}$
1	<i>Poids des marches</i>	25	0,085	2,13
2	<i>Poids de la volée</i>	25	0,202	5,04
3	<i>Poids des revêtements (carrelage mortier)</i>	22 et 20	2	0,84
4	<i>Poids du lit de sable</i>	18	2	0,36
5	<i>Poids de l’enduit en plâtre</i>	10	2	0,20
6	<i>Poids du garde corps</i>	/	/	0,20
				$G = 8,77 \text{ KN/m}^2$

Tableau.III.2: charges et des surcharges agissant sur la paillasse.

- **Surcharges agissant sur l’escalier : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$** (document technique réglementaire B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d’exploitation)

b) Combinaisons de charges :**1/ A l'état limite ultime (ELU) :** $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$ - Palier : $q_{u1} = (1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,38 \text{ KN/ml}$ - Paillasse : $q_{u2} = (1,35 \times 8,77 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,59 \text{ KN/ml}$ - Charge concentrée : $q_u^{\text{mur}} = 1,35 \times 2,85 \times (3,06 - 0,17) = 11,12 \text{ KN}$ **2/ A l'état limite de service (ELS) :** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$ - Palier : $q_{s1} = (5,65 + 2,5) \times 1 = 8,15 \text{ KN/ml}$ - Paillasse : $q_{s2} = (8,77 + 2,5) \times 1 = 11,27 \text{ KN/ml}$ - Charge concentrée : $q_s^{\text{mur}} = 1 \times 2,85 \times (3,06 - 0,17) = 8,24 \text{ KN}$ **III.3.3.1. Calcul à l'ELU :***Fig.III.7: Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.***a) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 2,40 q_{u2} + 1,50 q_{u1} + q_u^{\text{mur}} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 11,38 \times 1,50 + 15,59 \times 2,40 + 11,12 = 65,61 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow 3,90 R_A = 1,5 q_{u1} \times (1,50/2) + 2,40 q_{u2} [(2,40/2) + 1,5]$$

$$R_A = 29,18 \text{ KN}$$

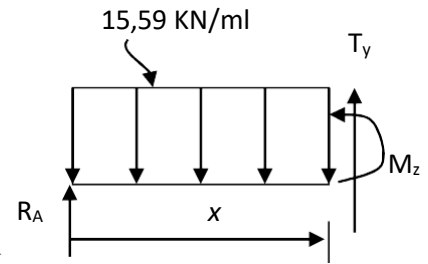
$$R_B = 65,61 - 29,18 = 36,43 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Cas 1 : $0 \leq x \leq 2,4$ m

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = -(q_{u1} \times x) + R_A$$

- $x = 0 \rightarrow T(x=0) = R_A = 29,18$ KN
- $x = 2,4 \rightarrow T(x=2,4) = -(15,59 \times 2,4) + 29,18 = -8,24$ KN



$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{u1} \times (x^2/2) + R_A \times x$$

- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$
- $x = 2,4 \rightarrow M_z(x=2,4) = -15,59 \times (2,4)^2 / 2 + 29,18 \times 2,4 = 25,13$ KN.m

Cas 2 : $0 \leq \bar{x} \leq 1,5$ m

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow T(\bar{x}) = +q^{mur} + (q_{u1} \times \bar{x}) - R_B$$

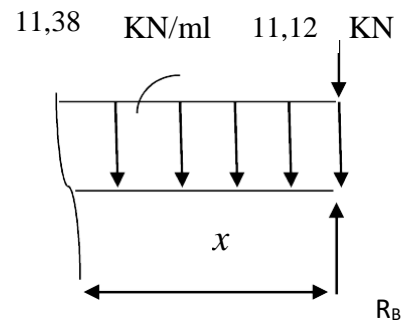
$$\bar{x} = 0 \rightarrow T(\bar{x} = 0) = -25,31$$
 KN

$$\bar{x} = 1,5 \rightarrow T(\bar{x} = 1,5) = -8,24$$
 KN

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{s1} \times (\bar{x}^2 / 2) + R_B \times \bar{x} - q_s^{mur} \times x$$

$$x = 0 \rightarrow M_z(\bar{x} = 0) = 0$$

$$x = 1,5 \rightarrow M_z(\bar{x} = 1,5) = 25,16$$
 KN.m



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15,59 x + 29,18 = 0 \quad \text{Le moment } M_z(x) \text{ est max pour la valeur } x = 1,87\text{m}$$

$$M_z(x=1,87) = -15,59 \times (1,87)^2 / 2 + 29,18 \times 1,87 = 27,26$$
 KN.m

En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment M_u^{\max} au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

- **Appui A** : $M_{ua} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 \times 27,26 = -8,17 \text{ KN.m}$
- **Appui B** : $M_{ub} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 \times 27,26 = -8,17 \text{ KN.m}$
- **En travée** : $M_{ut} = 0,85 M_u^{\max} = 0,85 \times 27,26 = 23,17 \text{ KN.m}$

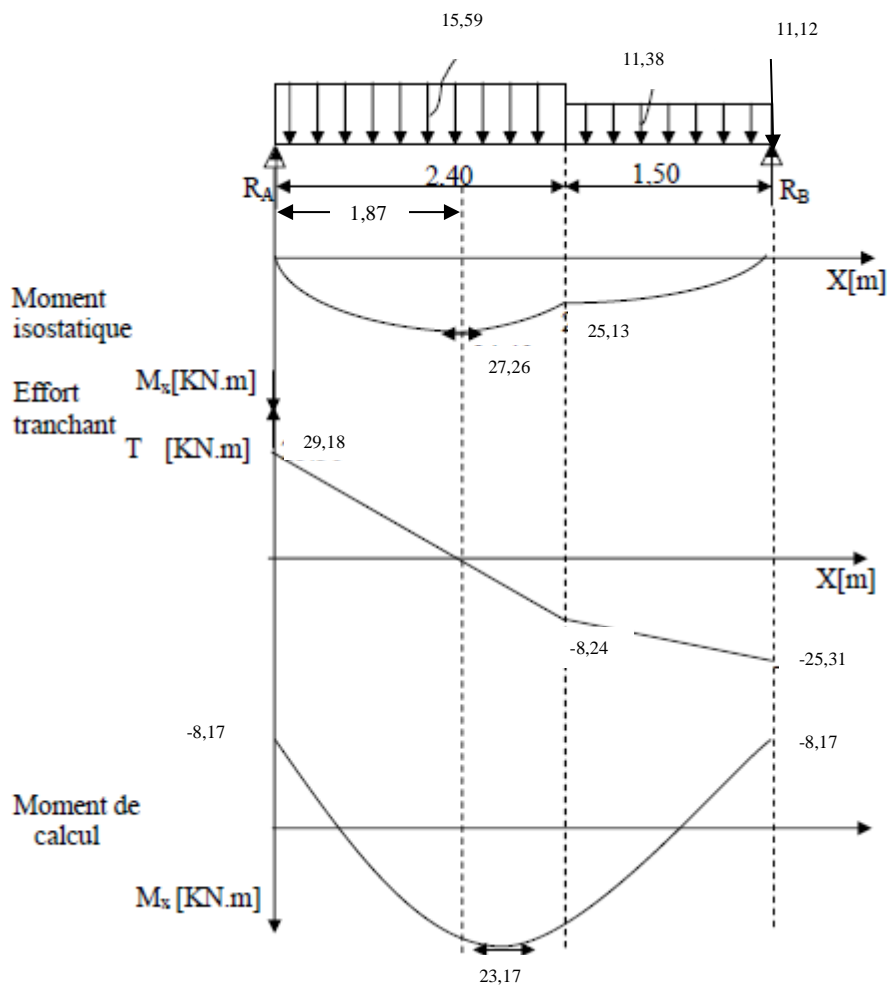


Fig.III.8: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U

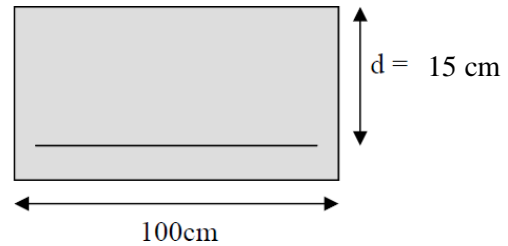
c) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera sur une bande d'un mètre de largeur.

Aux appuis :**- Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{8,17 \times 10^3}{100 \times (15)^2 \times 14,2} = 0,0256$$



$\mu_a = 0,0256 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,0256 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\sigma_s}}$$

$$A_a = \frac{8,17 \times 1000}{0,987 \times 15 \times 348} = 1,585 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_a = 4\text{HA}10$ tel que $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20\text{cm}$).

- Armatures de répartition :

$$A_{ra} = A_a / 4 = 3,14 / 4 = 0,785 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ra} = 4\text{HA}8$ tel que $A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25\text{cm}$).

- **En travée :**

- Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{23,17 \times 10^3}{100 \times (15)^2 \times 14,2} = 0,072$$

$\mu_t = 0,072 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,072 \Rightarrow \beta = 0,963 \text{ (du tableau).}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\sigma_s}}$$

$$A_a = \frac{23,17 \times 1000}{0,963 \times 15 \times 348} = 4,60 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_t = 5\text{HA}12$ tel que $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).

- Armatures de répartition :

$$A_{rt} = A_t / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{rt} = 4\text{HA}8$ tel que $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

d) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 < (A_a ; A_t) = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée aux appuis et en travée.

- **Espacement des barres :**

- Armatures principales : $S_{t,\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Armatures de répartition : $S_{t,\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :** [BAEL 91 article A.5.1-2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{29180}{1000 \times 150} = 0,194 \text{ Mpa}$$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** [BAEL 91 article A.6.1-3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,18 \times 10}{0,9 \times 15 \times 18,84} = 1,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Ancrage des barres aux appuis :** [BAEL 91 article A.6.1-2-1]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- *Longueur de scellement droit :* (aux appuis et en travée)

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 42,32 \text{ cm}$.

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur de la poutre ($b = 25 \text{ cm}$) dans laquelle l'armature sera ancrée.

- *Longueur d'ancrage :* (Article A.6.1-2-5-3 du BAEL91 modifié 99).

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 17 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** [BAEL 91 article A.5.1-3-2-1]

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 100 \times 150}{1,5} = 90 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 29,18 \text{ KN} < \bar{T}_u = 90 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_u \leq 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = T_u^{\max} / \sigma_s = (29,18 \times 10) / 348 = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,81 \text{ cm}^2 \leq 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

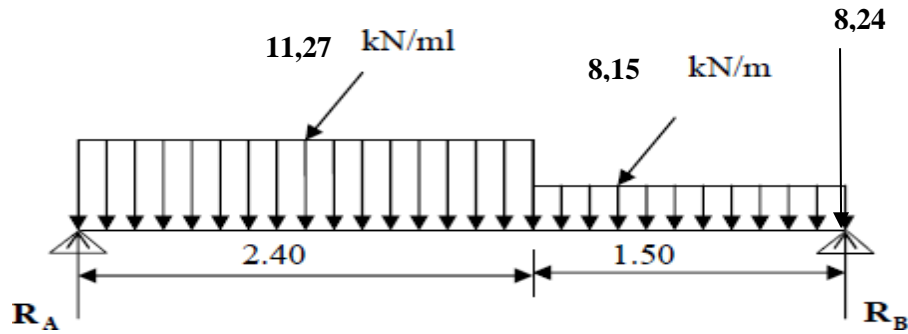
III.3.3.2. Calcul à l'ELS :

Fig.III.9 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 2,40 q_{s2} + 1,50 q_{s1} + q^{\text{mur}} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 8,15 \times 1,50 + 11,27 \times 2,40 + 8,24 = 47,51 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow 3,90 R_A = 2,40 q_{s2} [(2,40/2) + 1,50] + (1,50)^2 q_{s1} / 2$$

$$\Rightarrow R_A = 21,07 \text{ KN}$$

$$R_A = 21,07 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,44 \text{ KN}$$

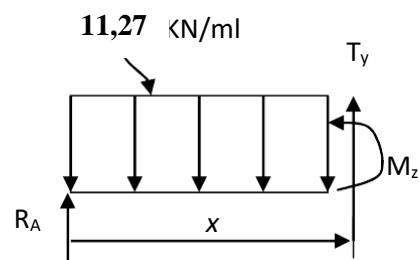
b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$\text{Cas 1 : } 0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = -(q_{s1} \times x) + R_A$$

$$x = 0 \rightarrow T(x=0) = R_A = 21,07 \text{ KN}$$

$$x = 2,4 \rightarrow T(x=2,4) = -(11,27 \times 2,4) - 21,07 = -5,97 \text{ KN}$$



$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{s1} \times (x^2/2) + R_A \times x$$

- $x = 0 \rightarrow M_z(x=0) = 0$
- $x = 2,4 \rightarrow M_z(x=2,4) = -11,27 \times (2,4)^2 / 2 + 21,07 \times 2,4 = 18,11 \text{ KN.m}$

Cas 2 : $0 \leq \bar{x} \leq 1,5 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(\bar{x}) = q_s^{\text{mur}} - (q_{s1} \times \bar{x}) - R_B$$

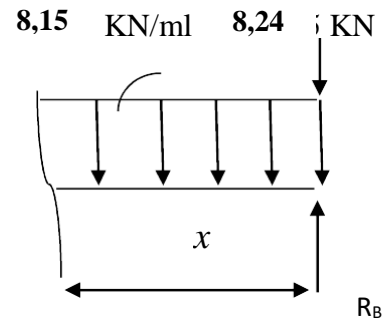
$$\bar{x} = 0 \rightarrow T(\bar{x} = 0) = -18,2 \text{ KN}$$

$$\bar{x} = 1,5 \rightarrow T(\bar{x} = 1,5) = -5,97 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -q_{s1} \times (\bar{x}^2 / 2) + R_B \times \bar{x} - q_s^{\text{mur}} \times x$$

$$x = 0 \rightarrow M_z(\bar{x} = 0) = 0$$

$$x = 1,5 \rightarrow M_z(\bar{x} = 1,5) = 18,13 \text{ KN.m}$$



En tenant compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction au moment M_s^{max} au niveau des appuis A et B ainsi qu'en travée :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11,27 x + 21,07 = 0 \quad \text{Le moment } M_z(x) \text{ est max pour la valeur } x = 1,87\text{m}$$

$$M_z(x=1,87) = -11,27 \times (1,87)^2 / 2 + 21,07 \times 1,87 = 19,7 \text{ KN.}$$

♦ **Appui A :** $M_{sa} = -0,3 M_s^{\text{max}} = -0,3 \times 19,7 = -5,91 \text{ KN.m}$

♦ **Appui B :** $M_{sb} = -0,3 M_s^{\text{max}} = -0,3 \times 19,7 = -5,91 \text{ KN.m}$

♦ **En travée :** $M_{st} = 0,85 M_s^{\text{max}} = 0,85 \times 19,7 = 16,74 \text{ KN.m}$

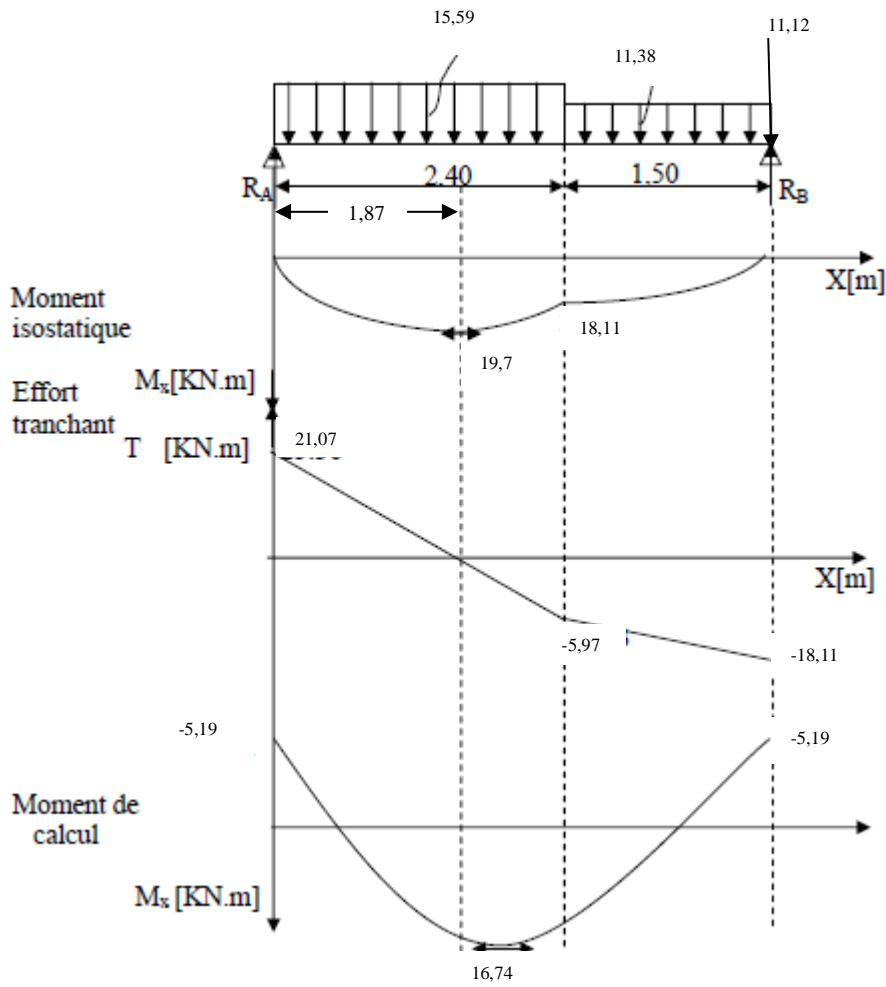


Fig.III.10 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

c) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- ♦ **En travée :** $M_{st} = 16,74 \text{ KN.m}$; $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,332 .$$

$$\rho_1 = 0,332 \Rightarrow \beta_1 = 0,910; \alpha_1 = 0,270$$

$$K = \alpha_1 / 15 (1 - \alpha_1) = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot d \cdot \beta_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{16,74 \cdot 1000}{5,65 \cdot 0,910 \cdot 17} = 191,52 \text{ Mpa}$$

- **1/ La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = 191,52 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **2/ La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 4,6 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- ♦ **Aux appuis :** $M_{sa} = 5,19 \text{ KN.m}$; $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 17} = 0,184 .$$

$$\rho_1 = 0,184 \Rightarrow \beta_1 = 0,930 ; \alpha_1 = 0,210$$

$$K = \alpha_1 / 15 (1 - \alpha_1) = 0,018$$

$$\sigma = \frac{M_u}{A_{a.d.} \beta_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,19 \cdot 1000}{3,14 \cdot 0,930 \cdot 17} = 104,54 \text{ Mpa}$$

- **1/ La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = 104,54 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **2/ La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 1,88 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d/ Vérification de la flèche (état limite de déformation) : (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

Nous pouvons nous disposer de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} 1. \quad \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad \frac{17}{390} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{C.N.V} \\ 2. \quad \frac{h}{L} &\geq \frac{Mt}{10.Mo} \quad \Longrightarrow \quad \frac{17}{390} = 0,043 < \frac{16,74}{10 \cdot 19,7} = 0,085 \quad \text{C.N.V} \\ 3. \quad \frac{At}{b.d} &\leq \frac{4,2}{fe} \quad \Longrightarrow \quad \frac{5,65}{100,15} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,011 \quad \text{C. V} \end{aligned}$$

Nous devons vérifier la flèche car les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc nous passons à la vérification suivante:

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

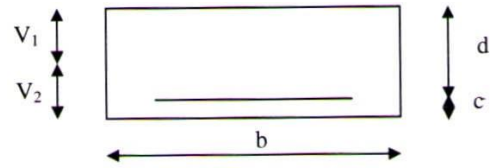
Avec :

f : Flèche due aux charges instantanées.

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,9 \text{ Mpa}$).

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$$q = \max (q_{s1}, q_{s2}) = 11,27 \text{ KN /ml.}$$



- Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \cdot 19^2}{2} + 15 \cdot 5,65 \cdot 17}{100 \cdot 19 + 15 \cdot 5,65} = 9,82 \text{ cm}$$

$S_{/xx}$: Moment statique.

B_0 : Aire de la section homogénéisée.

$$V_1 = 9,82 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 9,18 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \left(V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (9,82^3 + 9,18^3) + 15 \times 5,65 \times (9,18 - 2)^2$$

$$I_{fv} = 61721,96 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,27 \times (3,9)^4 \times 10^8}{10818,9 \times 61721,96 \times 10^3} = 0,00508 \text{ m} = 0,51 \text{ cm}$$

$$f = 0,51 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée, la flèche est admissible.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Récapitulatif :

- Armatures en travées : $A_t = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).
- Armatures aux appuis : $A_a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 20 \text{ cm}$).

III.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, de section rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi-étage), elle est encadrée à ses deux extrémités dans les poteaux E4 et E5.

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire ainsi qu'au poids du mur extérieur, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.

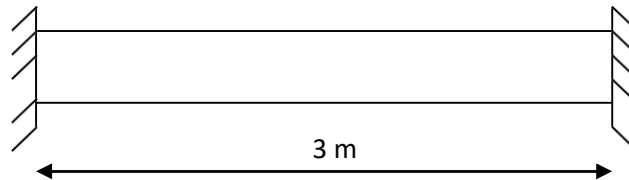


Fig.III.11 : Schéma de la poutre palière.

III.4.1. Prédimensionnement :

a/ Hauteur : (RPA 99 modifié 2003)

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

h_t : Hauteur de la poutre.

L : longueur libre maximale de la poutre entre nus d'appuis ($L = 3 \text{ m}$)

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \quad 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences de l'RPA (Art 7.5.1) on opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

b/ Largeur : (RPA 99 modifié 2003)

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

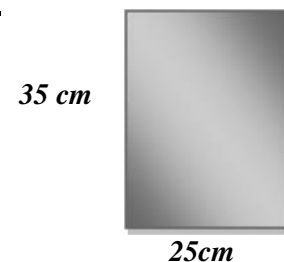
$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit : $b = 25 \text{ cm}$

c/ Vérifications selon l'article (A.7.5.1) du RPA 99 version 2003 :

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$



$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

La poutre palière aura pour dimensions : $(b \times h_t) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.4.2. Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre palière : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,19 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier:

- Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU) : $T_u = 29,18 \text{ KN}$
- Effort tranchant à l'état limite de service (ELS) : $T_s = 21,07 \text{ KN}$

Poids du mur extérieur : $2,85 \times (3,06 - 0,17) = 8,236 \text{ KN/ml}$

III.4.2.1. Combinaisons à considérer :

1/ A l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 2 (T_u / L) = 1,35 \times (2,19 + 8,236) + 2 \times (29,18 / 3) = 33,53 \text{ KN/ml}$$

2/ A l'ELS :

$$q_s = G + 2 (T_s / L) = 2,19 + 8,236 + 2 \times (21,07 / 3) = 24,47 \text{ KN/ml}$$

III.4.3. Calcul à l'ELU :

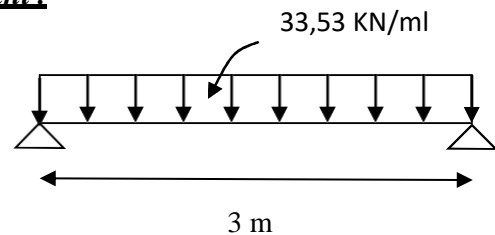
a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{33,53 \cdot 3^2}{8} = 37,72 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{33,53 \cdot 3}{2} = 50,29 \text{ KN.m}$$



En tenant compte des semi-encastres :

- Moment aux appuis : $M_{ua} = - 0,30 M_u = - 11,31 \text{ KN.m}$

- Moment en travée : $M_{ut} = 0,85 M_u = 32,06 \text{ KN.m}$

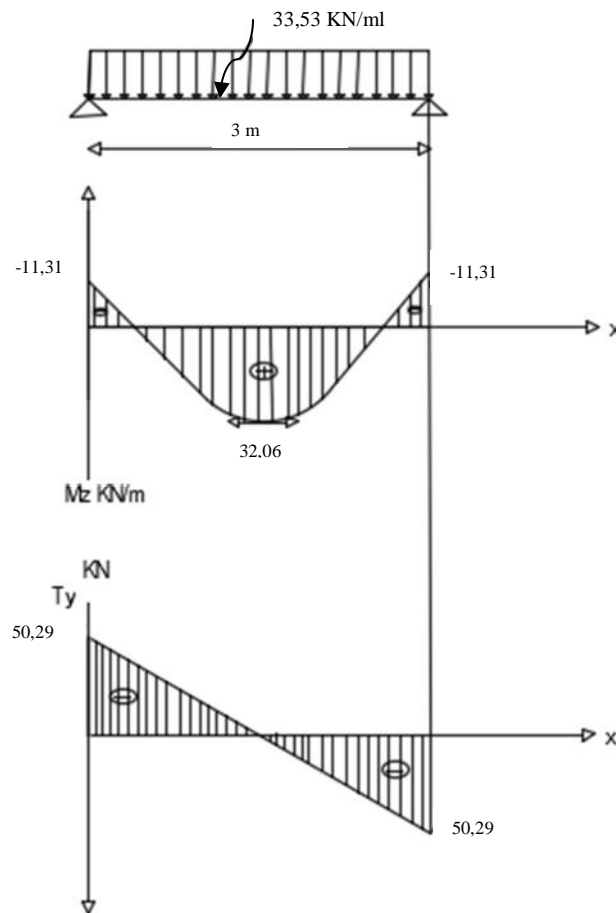


Fig.III.12 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

b) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

- **En travée :** $h_t = 35 \text{ cm}$; $d = 33 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{32,06 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,083$$

$\mu_t = 0,083 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_t = 0,083 \Rightarrow \beta = 0,9565$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times f_e}$$

$$A_{ut} = \frac{\gamma_s \cdot 32,06 \cdot 10^3}{0,9565 \cdot 33 \cdot 348} = 2,92 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ut} = 3\text{HA}12$ tel que $A_{ut} = 3,39 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{11,31 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,029$$

$\mu_a = 0,029 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu_a = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,9855$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times f_e}$$

$$A_{ua} = \frac{\gamma_s \cdot 11,31 \cdot 10^3}{0,9855 \cdot 33 \cdot 348} = 1 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ua} = 3\text{HA}12$ tel que $A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2$

• **Article (A.7.5-2-1) du RPA99 :**

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > (0,5 \text{ b h} / 100) = 4,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Vérifications à l'ELU :

-**Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{r28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 < \min(A_{ua} ; A_{ut}) = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

-Vérification de l'effort tranchant : (Article A.5.2-2 du BAEL 91).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{50290}{250 \times 330} = 0,61 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

-Vérification de l'adhérence aux appuis : (Article A.6.1-3 du BAEL 91).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,3 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{50,29 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 1130} = 0,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée. Il}$$

n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91).

-Influence sur les aciers :

$$\tau_v = 0,61 \text{ Mpa} \leq \min\{0,06 \cdot f_{c28}/\gamma; 1,5 \text{ Mpa}\} = 1 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifier}$$

$$A_{ua} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(50,29 \cdot 10^3 + \frac{11,31 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 330} \right) = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant « T_u » n'a pas d'influence sur les armatures.

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 250 \times 330}{1,5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u = 50,29 \text{ KN} < \bar{T}_u = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

♦ **Ancrage des barres:** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91).

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- **Longueur de scellement droit :**

- En travée :

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{su}}$$

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

- Aux appuis :

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

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée.

- **Longueur d'ancrage :**

$$\text{En travée : } L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

$$\text{Aux appuis : } L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

d/ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :** (Article A.7.2-2 du BAEL 91).

$$\Phi_t < \min \{ \Phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 12 ; 10 ; 25 \} = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des barres :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

♦ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{h/4 ; 12\Phi ; 25 \text{ cm}\} = 8,75 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 8 \text{ cm}$

♦ **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

On prend : un cadre et un étrier en HA8 tel que $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

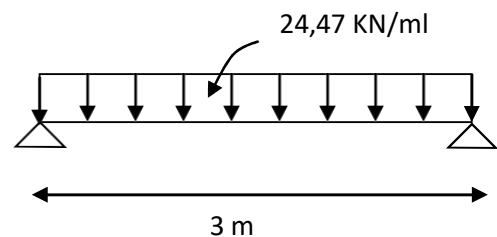
III.4.4. Calcul à l'ELS :

a) Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Moment isostatique :

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 24,47 \times \frac{(3)^2}{8}$$

$$M_s = 27,53 \text{ KN.m}$$



- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{24,47 \cdot 3}{2} = 36,71 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

Aux appuis : $M_{sa} = - 0,30 M_s = - 8,26 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 M_s = 23,40 \text{ KN.m}$

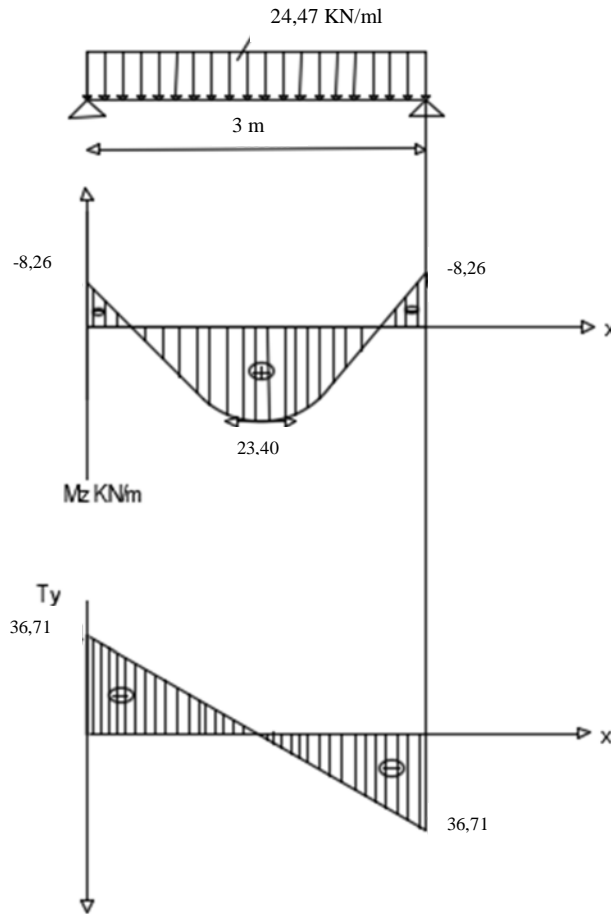


Fig.III.13 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).

b) Vérifications à l'ELS:

1/ Etat 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.

2/ Etat limite de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

- **En travée :** $M_{st} = 23,40$, KN.m ; $A_{ut} = 3,39$ cm²

$$\rho_{\bar{t}} = \frac{100A_{ut}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \quad .$$

$$\rho_1 = 0,411 \Rightarrow \beta_1 = 0,9014; \alpha_1 = 0,295$$

$$K = \alpha_1 / 15 (1 - \alpha_1) = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_u \beta_1 d} = \frac{23,4 \times 10^3}{3,39 \times 0,9014 \times 33} = 232,05 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 6,47 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Aux appuis :** $M_{sa} = -8,26$ KN.m ; $A_{ua} = 3,39$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100A_{ua}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411 \quad .$$

$$\rho_1 = 0,411 \Rightarrow \beta_1 = 0,9014; \alpha_1 = 0,295$$

$$K = \alpha_1 / 15 (1 - \alpha_1) = 0,028$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_u \beta_1 d} = \frac{23,4 \times 10^3}{3,39 \times 0,9014 \times 33} = 232,05 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 6,47 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

3/ Vérification de la flèche (état limite de déformation) :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{300} = 0,116 > 0,0625 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

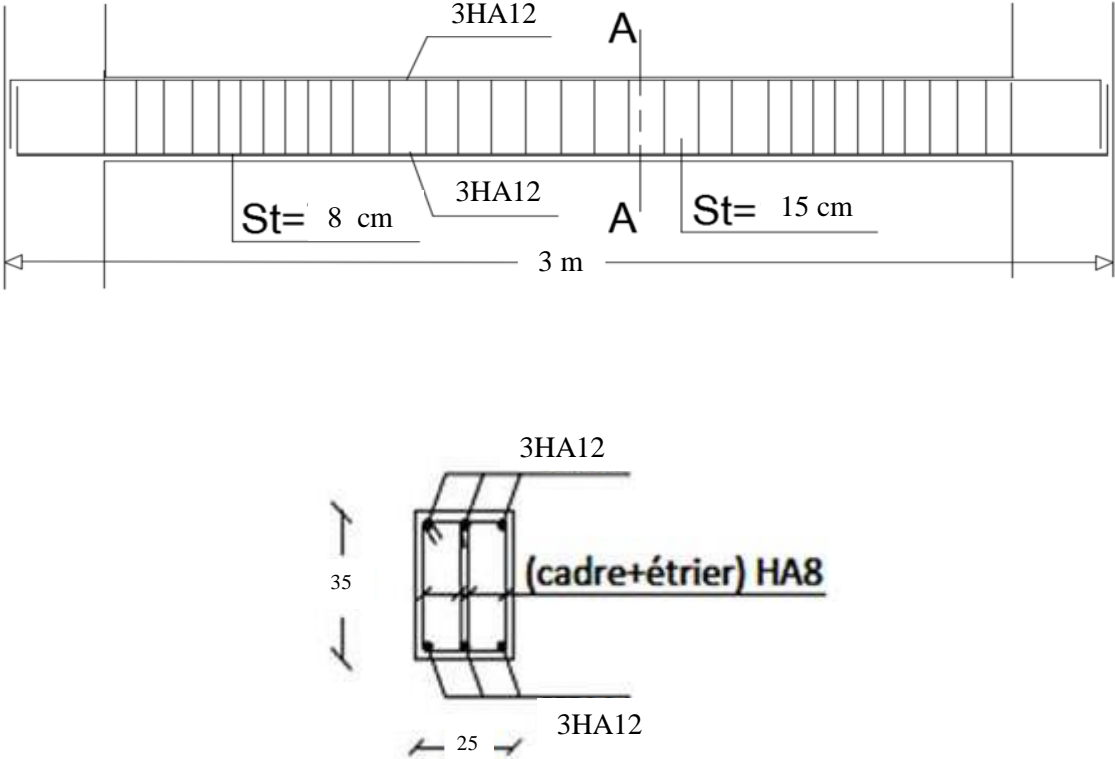
$$\frac{h}{L} = 0,116 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{st}}{M_s} = 0,1 \times \frac{23,40}{27,53} = 0,085 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_{ut}}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, par conséquent, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



Coupe A-A

FigIII.14.: Schéma du ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude dalle pleine de la salle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est ($v = 1 \text{ m/s}$), la surface de la cabine est de $(1,70 \times 2,00) = 3,40 \text{ m}^2$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

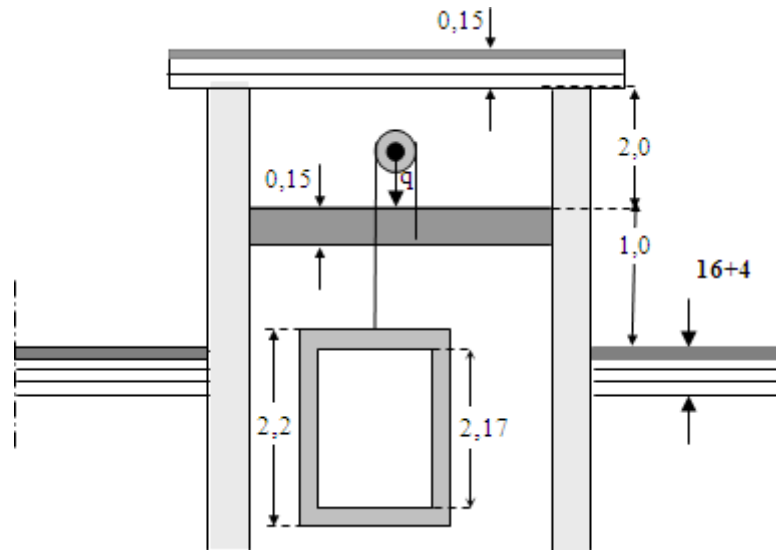


Fig.III.15: Schéma de la cage d'ascenseur.

III.5.1. Calcul de la dalle pleine du local machine :**Principe de calcul :**

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge tout en suivant la petite portée ($L_x = 1,7 \text{ m}$) et la grande portée ($L_y = 2 \text{ m}$).

III.5.1.1. Dimensionnement :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h \geq \frac{200}{30} = 6,66 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur $h_0 = 15 \text{ cm}$.

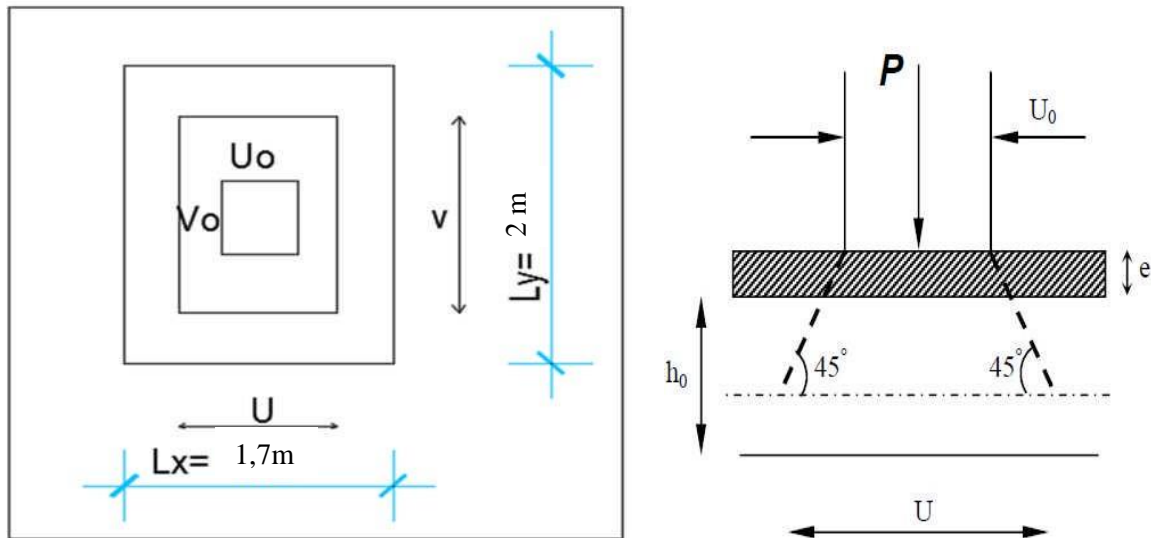


Fig.III.16: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

$$U = U_0 + 2 \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \cdot e + h_0$$

Avec :

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

U et V : Dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge, compte tenue de la diffusion à 45° .

$U_0 \times V_0$: surface de contact.

$$U = 150 + 2 \times 5 + 15 = 175 \text{ cm}$$

$$V = 160 + 2 \times 5 + 15 = 185 \text{ cm}$$

III.5.1.2. Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (M_2 + \nu M_1)$$

ν : Coefficient de POISSON (à l'ELU : $\nu = 0$):

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U / L_x) et (V / L_y) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = L_x / L_y = 1,7 / 2 = 0,85$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,75}{1,7} = 1,03 = 1$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,85}{2} = 0,925$$

$$\Rightarrow M_1 = 0,0475 ; M_2 = 0,032 \quad (\text{du tableau de PIGEAUD})$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,0475 = 5,77 \text{ KN. m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,032 = 3,88 \text{ KN. m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$0,4 < \rho = 0,85 < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,85 \text{ et } (v = 0) \Rightarrow \mu_x = 0,0509 ; \mu_y = 0,685$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN / m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,0509 \times 8,05 \times (1,7)^2 = 1,18 \text{ KN. m}$$

$$M_{y2} = 0,685 \times 1,18 = 0,81 \text{ KN. m}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,69 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

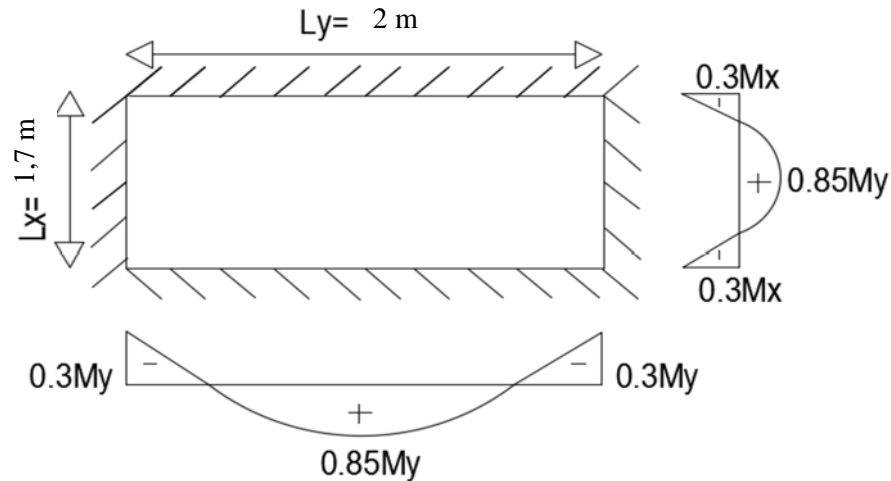


Fig.III.17 : Distribution des moments sur le panneau.

Sens l_x :

- aux appuis : $M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 6,95 = 2,08 \text{ KN.m}$
- en travée : $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 6,95 = 5,91 \text{ KN.m}$

Sens l_y :

- aux appuis : $M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 4,69 = 1,41 \text{ KN.m}$
- en travée : $M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 4,69 = 3,98 \text{ KN.m}$

III.5.1.3.Ferraillage :

Le ferraillage se fera à l'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

a) Sens l_x :

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,08 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0086 < \mu_r = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,0086 \implies \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,08 \cdot 10^3}{0,996 \cdot 13 \cdot 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement St = 25cm.

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,91 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0246 < \mu_r = 0,392 \quad S.S.A$$

$$\mu_t = 0,0246 \implies \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,91 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 13 \cdot 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement St = 25cm.

b) Sens l_y :

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,41 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0058 < \mu_r = 0,392 \quad S.S.A$$

$$\mu_a = 0,0058 \implies \beta = 0,9975$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,41 \cdot 10^3}{0,9975 \cdot 13 \cdot 348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement St = 25cm.

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,98 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0166 < \mu_r = 0,392 \quad S.S.A$$

$$\mu_t = 0,0166 \implies \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,98 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 13 \cdot 348} = 0,89 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA8 = 2,01 cm²/ml avec un espacement St = 25cm.

III.5.1.4. Vérifications à L'ELU :

a) **Condition de non-fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondant au taux d'armatures suivant :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}$$

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction (x-x et y-y) $\Rightarrow \rho_0 = 0,8\%$

$$A_{\min} = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,85)}{2} = 1,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

$$\text{- Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{90}{(2 \times 1,75) + 1,85} = 16,82 \text{ KN}$$

$$\text{- Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,75} = 17,14 \text{ KN}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{17,14 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,132 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Écartement des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

L'écartement des armatures d'une même nappe, soumise à une charge concentrée, ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{- Armatures } A_x \text{ (suivant } L_x \text{): } S_t = (25 \text{ cm ; } 25 \text{ cm}) < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Armatures } A_y \text{ (suivant } L_y \text{): } S_t = (25 \text{ cm ; } 25 \text{ cm}) < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées.

d) Diamètre maximal des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

$$\text{On doit vérifier que : } \Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h_0}{10}$$

$$\Phi = 8 \text{ mm} \leq \Phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e) Vérification de poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$q_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \cdot (U + V) = 2 \times (1,75 + 1,85) = 7,2 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / ml} < 0,045 \times 7200 \times 150 \times \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1,5} = 810 \text{ KN.}$$

La condition de non poinçonnement est vérifiée, nous considérons qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisée est éloignée des bords de la dalle).

III.5.1.5. Vérifications à L'ELS :

a) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$v = 0,2$$

$$M_1 = 0,0475 ; \quad M_2 = 0,032 \quad (\text{du tableau de PIGEAUD})$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x1} = 90 (0,0475 + 0,2 \times 0,032) = 4,851 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,032 + 0,2 \times 0,0475) = 3,735 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$0,4 < \rho = 0,85 < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,85 \text{ et } (v = 0,2) \Rightarrow \mu_x = 0,0579 ; \mu_y = 0,778$$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,0579 \times 5,85 \times (1,7)^2 = 0,978 \text{ KN. m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,978 = 0,761 \text{ KN. m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,50 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x :

- aux appuis : $M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 5,83 = 1,75 \text{ KN.m}$
- en travée : $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 5,83 = 4,95 \text{ KN.m}$

Sens L_y :

- aux appuis : $M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 4,5 = 1,35 \text{ KN.m}$
- en travée : $M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 4,5 = 3,82 \text{ KN.m}$

d) Vérification des contraintes dans le béton : (Article A.4.5-2 du BAEL91 modifié 99).

Pour se disposer de cette vérification, il faut que la condition suivante soit vérifiée :

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

Suivant l'axe (x-x) : (sens L_x) :

- sur appuis : $\gamma = \frac{2,08}{1,75} = 1,19$
 $\mu = 0,0086 \rightarrow \alpha = 0,01$
 $\alpha = 0,01 < \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$
- en travée : $\gamma = 1,19$
 $\mu = 0,0246 \rightarrow \alpha = 0,0304$
 $\alpha = 0,0304 < \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$

♦ Suivant l'axe (y-y) : (sens L_y) :

- sur appuis : $\gamma = \frac{1,41}{1,35} = 1,05$
 $\mu = 0,0058 \rightarrow \alpha = 0,007$
 $\alpha = 0,007 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,225$
- en travée : $\gamma = 1,04$
 $\mu = 0,0166 \rightarrow \alpha = 0,0201$
 $\alpha = 0,0201 < \frac{1,04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$

⇒ Les conditions sont vérifiées, Aucune vérification n'est nécessaire.

e) **Etat limite d'ouverture des fissures** : (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).

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

f) **Vérification de la flèche** : (Article B.6.5-2 du BAEL 91).

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés, nous pouvons négliger le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_{lx}}{20M_x}$$

$$\frac{15}{170} = 0,09 \geq \frac{0,85M_x}{20 \times M_x} = 0,042 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A adoptée	(cm ²)	St (cm)
Sur appuis	X-X	2,08	0,086	0,996	0,46	2,01	4HA8	25
	Y-Y	1,41	0,0058	0,9975	0,31	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	5,91	0,0246	0,988	1,32	2,01	4HA8	25
	Y-Y	9,98	0,016	0,992	0,89	2,01	4HA8	25

Tableau.III.3: ferrailage à l'ELU de la salle machine

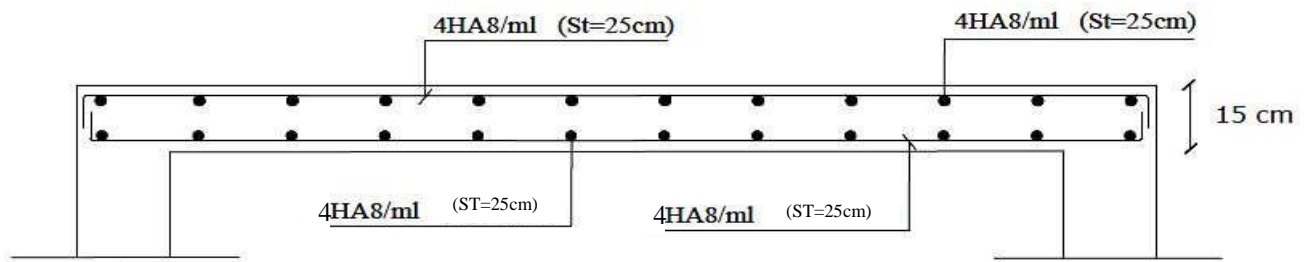


Fig.III.18: Schéma du ferrailage de la dalle pleine de la salle machine (sens x-x et y-y).

III.6. Calcul des planchers :

III.6.1. Plancher en dalle pleine (balcon) :

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive, soumise à des charges permanentes, au poids du garde-corps ainsi aux charges d’exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

Largeur $L=1.25$ m

Longueur $l=3.65$

Un garde de corps de hauteur $h=1$ m en brique plein de 10 cm d’épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande d’1 ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.

Le schéma statique est comme suite :

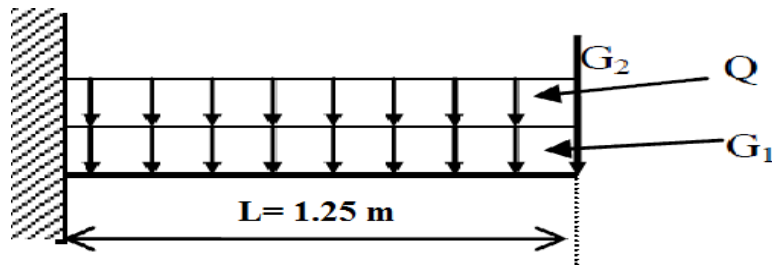


Fig.III.19: Schéma statique du balcon.

L’épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$e \geq \frac{L}{10}$ Avec L : largeur du balcon.

$e \geq \frac{125}{10}$; $e = 1.25$ m on prend $e = 15$ cm

III.6.1.2. Déterminations des sollicitations :

a) Charge permanente :

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement de carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle pleine	25	15	3,75
5	Mortier de ciment	22	1,5	0,33
				G = 5,28 KN/m²

Tableau.III.4 : charges permanentes agissant sur le balcon

b) Charge concentré du garde-corps:

	Eléments du mur	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Brique creuse	9	10	0,90
2	Enduit de plâtre	20	4	0.80
				$G=1,70$ KN/m²

Tableau.III.5 : charges permanentes agissant sur le garde-corps

c) Surcharge d'exploitations :

$Q = 3.5$ KN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon) .

Combinaison de charges :

L'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

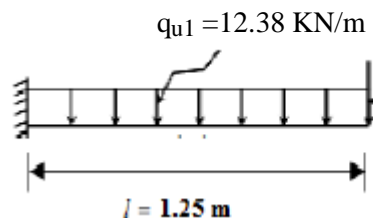
Dalle: $q_{u1} = (1.35 \times 5.28 + 1.5 \times 3.5) = 12.38$ KN/ml

Garde de corps : $q_{u2} = 1.35 \times 1.70 \times 1 = 2.30$ KN.

L'ELS : $q_s = G + Q$

Dalle : $q_{s1} = 5.28 + 3.5 = 8.78$ KN/ ml

Garde de corps : $q_{s2} = 1.70$ KN.

III.6.1.3.Calcul à l'ELU :

Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} L^2 = \frac{12,38}{2} 1,25^2 = 9,67 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot L = 2.30 \times 1.25 = 2.87 \text{ KN.m}$$

Le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 9.67 + 2.87 = 12.54$ KN.m.

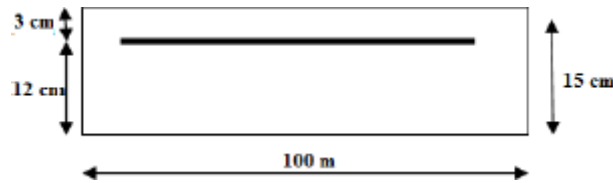
Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot L + q_{u2} = 12,38 \times 1,25 + 2,30 = 17.77 \text{ KN.}$$

III.6.1.4.Ferraillage en flexion simple :

➤ *Armature principale :*

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,54 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$



$\mu=0.06 \longrightarrow \beta = 0.969$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,54 \times 10^3}{0,969 \times 12 \times 348} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 12 = 4.52 cm² Avec : St = 100/4 = 25 cm.

➤ *Armatures de répartition :*

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

On opte pour :Ar= 4HA8=2,01cm² avec :St=25cm.

III.6.1.5.Vérification des efforts :

1) *Vérification à l'ELU :*

➤ *Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :*

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Avec : f_{t28} = 0,6 – 0,06. f_{c28} = 2,1 MPa

A_{min} = 1.45 cm² < A_{adoptée} = 4.52 cm²condition vérifiée.

➤ *Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :*

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \text{ Avec : } \Sigma U_i \text{ la sommes des périmètres utiles des barres}$$

$$\Sigma U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.08 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{V^u}{0.9 d \Sigma U_i} = \frac{17.77 \times 10}{0.9 \times 12 \times 15.08} = 1.09 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V^u}{b \times d} = \frac{17.77 \times 10}{100 \times 12} = 0.148 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \implies Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Armatures principale : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Armature secondaire : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

III.6.1.6. Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

❖ **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times L \right) = \left(\frac{8,78 \times 1,25^2}{2} + 1,70 \times 1,25 \right) = 8,98 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8,98 \text{ KN.m}$$

❖ **Détermination d'armatures :**

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{8,98 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201,63} = 0,0031 \implies \beta_1 = 0,909 \implies K_1 = 39,95$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,98 \times 10^3}{0,909 \times 12 \times 201,63} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 12 = 4.52 cm² Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_{rs} = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² Avec $\div \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ *Vérification des contraintes dans le béton :*

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\rho_1 = 0.342 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{201,63}{39,95} = 5,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{S. S. A}$$

➤ *Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations :*

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,037 \Rightarrow \beta_1 = 0,905$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,98 \times 10^6}{0,905 \times 120 \times 452} = 182,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 182,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

la section est vérifiée vis a vis de l'ouverture de fissuration

III.6.1.7. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0,12 > 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0,12 > \frac{8,98}{10 \times 8,98} = 0,10 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,004 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

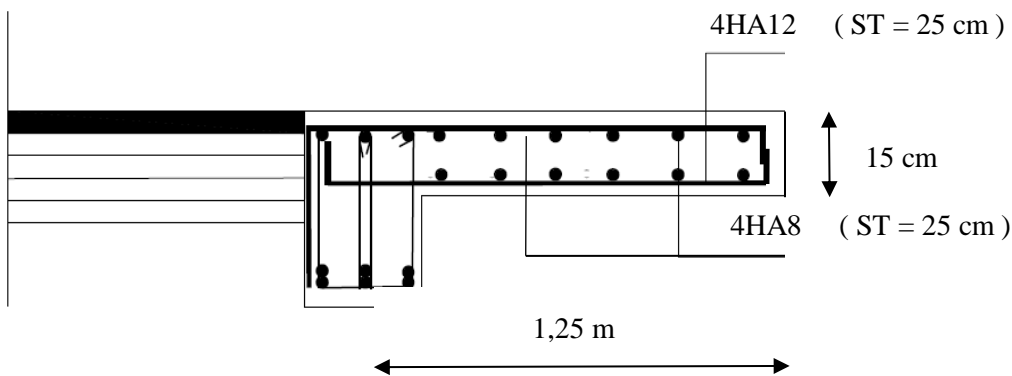


Fig. III.20: Schéma de Ferrailage du plancher en dalle pleine.

III.6.2. Plancher en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens de la petite portée sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, c'est-à-dire, celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ($Q = 1,5$ KN/ml) dont la poutrelle est continue sur 3 travées, ainsi que le plancher de la terrasse (poutrelle continue à 8 travées) qui supporte la charge d'exploitation ($Q = 1$ KN/ml), puis on adoptera le même ferrailage pour les deux cas.

III.6.2.1. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4 cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité ($F_e = 520$ Mpa) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifié 99 [Article B.6.8-4-2-3].

La poutrelle assure la fonction de portance, elle est calculée comme une poutre en T, il est nécessaire de définir la largeur efficace (b_1) de la table de compression car elle définit la dimension (b) de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur (b_1) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$b_1 \leq L / 2$ (1)

$b_1 \leq L_1 / 10$ (2)

$b_1 \leq 2 / 3 \cdot X$(3)

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

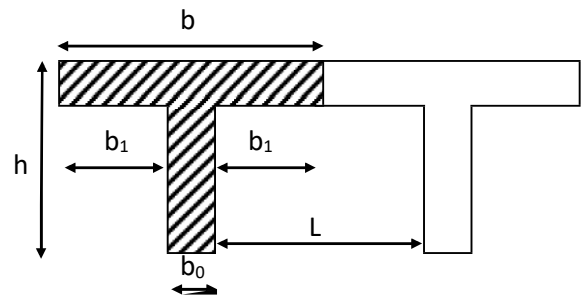
X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

d : hauteur utile ($d = 18$ cm).

c : enrobage ($c = 2$ cm).



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

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 310 / 10 = 31 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 \times (310 / 2) = 103 \text{ cm}$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$D' \text{ où : } b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.6.2.2. Calcul des armatures :

Le quadrillage d'armatures a pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines, des charges localisées (surcharges).

a/ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : distance entre axes des poutrelles

$$A_{\perp} = 4 L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons une section $A = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Treillis soudé de (20x20) cm

b/ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,70 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

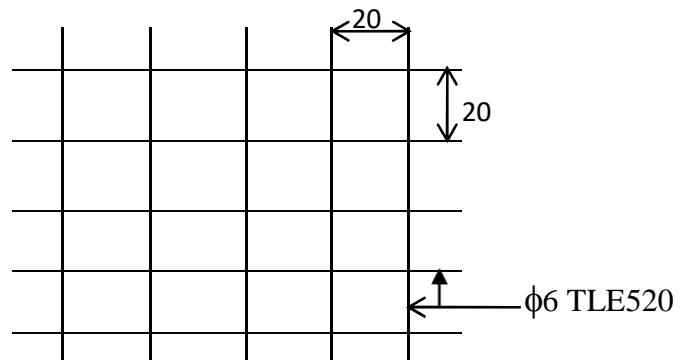
On adopte la même section que précédemment

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6 x 6 x 200 x 200) mm².

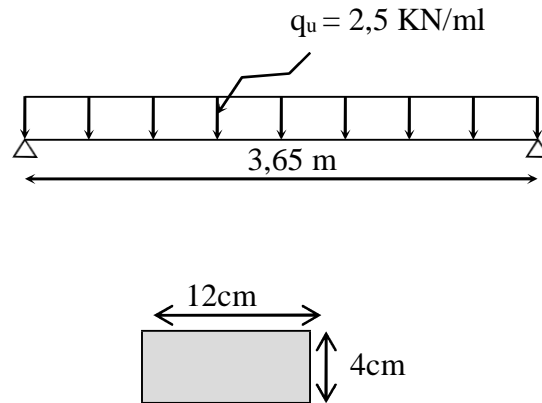


III.6.2.3. Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

**1/ Chargement :**

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

2/ Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

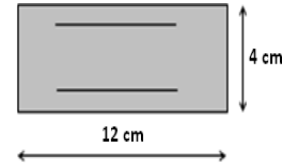
$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 2,5 \times (3,65)^2 / 8 = 4,16 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = q_u \times L / 2 = 2,5 \times (3,65) / 2 = 4,56 \text{ KN/ml}$$

3/ Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,16 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,1$$



$\mu_b = 6,1 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

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

La dalle de compression et la poutrelle travaillent comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés semi encastrés tandis que les autres appuis sont considérés comme des appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q ».

(Poutrelle continue à 7 travées)

- Poids du plancher : $G = 5,1 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 1 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8,38 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS : $q_s = G + Q = 6,1 \text{ KN/ml}$

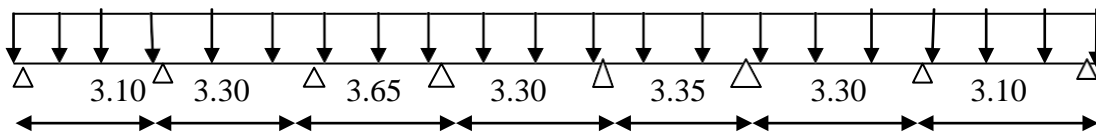


Fig.III.21: Schéma statique de la poutrelle.

III.6.2.4.Choix de la méthode de calcul :

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

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

♦ **Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article B.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

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

$Q = 1 \text{ KN} < 2G = 10,2 \text{ KN} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow La condition est vérifiée.

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

$$L_i / L_{i+1} = 3,10 / 3,30 = 0,94$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,30 / 3,65 = 0,9$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,65 / 3,30 = 1,10$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,30 / 3,35 = 0,98$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,35 / 3,30 = 1,01$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,30 / 3,10 = 1,06$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow La condition est vérifiée.

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

♦ **Exposé de la méthode (Article 3.III4)**

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

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{q.L^2}{8} \quad \text{dont L longueur entre nus des appuis.}$$

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max [1,05 M_0 - (M_w + M_e) / 2 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 - (M_w + M_e) / 2]$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée de rive

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

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

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

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

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés

◆ **Application de la méthode :**

Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{1}{6,1} = 0,16 \quad \text{Donc : } \left(0 < \alpha = 0,16 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \implies \text{La condition est vérifiée.} \\ 1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \cdot 0,16 = 1,05 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,52 \quad ; \quad \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,62 \end{array} \right.$$

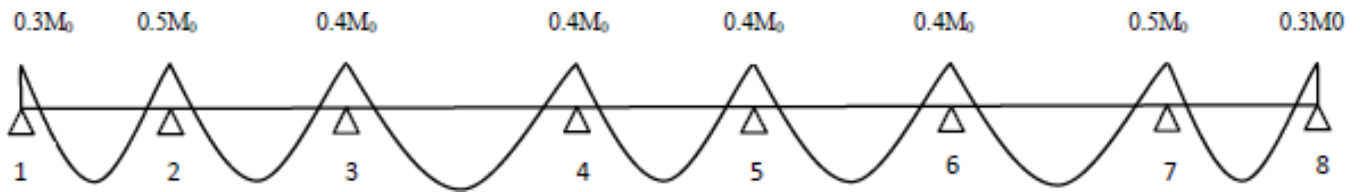


Fig.III.22 : Coefficients forfaitaires sur appuis.

Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$M_{012} = M_{078} = 8,38 \times 3,10^2/8 = 10,07 \text{ KNm}$$

$$M_{023} = M_{045} = M_{067} = 8,38 \times 3,30^2/8 = 11,41 \text{ KNm}$$

$$M_{034} = 8,38 \times 3,65^2/8 = 13,96 \text{ KNm}$$

$$M_{056} = 8,38 \times 3,35^2/8 = 11,75 \text{ KNm}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3M_{012} = 0.3 \times 10,07 = 3,02 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{012}; M_{023}) = 0.5 \times 11,41 = 5,70 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{023}; M_{034}) = 0.4 \times 13,96 = 5,58 \text{ KNm} .$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{034}; M_{045}) = 0.4 \times 13,96 = 5,58 \text{ KNm} .$$

$$M_5 = 0.4 \max(M_{045}; M_{056}) = 0.4 \times 11,75 = 4,70 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0.4 \max(M_{056}; M_{067}) = 0.4 \times 11,75 = 4,70 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0.5 \max(M_{067}; M_{078}) = 0.5 \times 11,41 = 5,70 \text{ KNm}$$

$$M_8 = 0,3 M_{078} = 0.3 \times 10,07 = 3,02 \text{ KNm}.$$

Calcul des moments en travées :

Travée1-2 : travée de rive

$$M_t \geq \frac{-(3,02+5,70)}{2} + \max[(1,05 \times 10,07); (1,03 \times 10,07)] = 6,21 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 10,07 = 6,24 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t12}=6,24 \text{ KN.m}$

Travée2-3 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(5,70+5,58)}{2} + \max[(1,05 \times 11,41); (1,03 \times 11,41)] = 6,34 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 11,41 = 5,93 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t23}=6,34 \text{ KN.m}$

Travée3-4 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(5,58+5,58)}{2} + \max[(1,05 \times 13,96); (1,03 \times 13,96)] = 9,08 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 13,96 = 7,2 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t34}= 9,08 \text{ KNm.}$

Travée4-5 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(5,58+4,70)}{2} + \max[(1,05 \times 11,41); (1,03 \times 11,41)] = 6,84 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 11,41 = 5,93 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t45}=6,84 \text{ KNm}$

Travée 5-6 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(5,70+4,70)}{2} + \max[(1,05 \times 11,75); (1,03 \times 11,75)] = 7,64 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 11,75 = 6,11 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t56} = 7,64 \text{ KNm}$

Travée 6-7 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(4,7+5,7)}{2} + \max[(1,05 \times 11,41); (1,03 \times 11,41)] = 6,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 11,41 = 5,93 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t67} = 6,78 \text{ KNm}$

Travée 7-8 : travée de rive :

$$M_t \geq \frac{-(5,7+3,02)}{2} + \max[(1,05 \times 10,07); (1,03 \times 10,07)] = 6,21 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 10,07 = 6,24 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t78} = 6,24 \text{ KNm}$

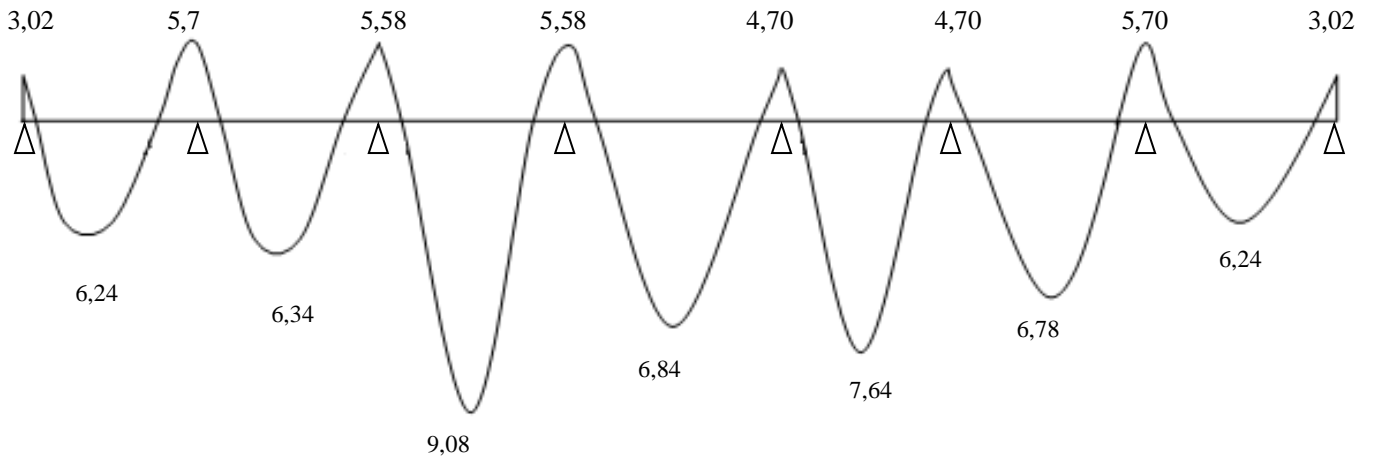


Fig.III.22: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

III.6.2.5.Calcul des efforts tranchants :

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ avec } \theta(x) = 0 \text{ et } \theta(x) = L_i = \frac{q_u \cdot L_i}{2} \text{ et } \theta(x) = L_i = \frac{-q_u \cdot L_{i+1}}{2}$$

T(x) : effort tranchant sur appui, $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

$$\text{Travée (1-2)} : T_1 = \frac{8,38 \times 3,10}{2} + \frac{3,02 - 5,7}{3,10} = 12,12 \text{ KN}$$

$$T_2 = \frac{-8,38 \times 3,10}{2} + \frac{3,02 - 5,7}{3,10} = -13,85 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (2-3)} : T_2 = \frac{8,38 \times 3,30}{2} + \frac{5,7 - 5,58}{3,30} = 13,85 \text{ KN}$$

$$T_3 = \frac{-8,38 \times 3,30}{2} + \frac{5,7 - 5,58}{3,30} = -13,80 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (3-4)} : T_3 = \frac{8,38 \times 3,65}{2} + \frac{5,58 - 5,58}{3,65} = 15,29 \text{ KN}$$

$$T_4 = \frac{-8,38 \times 3,65}{2} + \frac{5,58 - 5,58}{3,65} = -15,29 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (4-5)} : T_4 = \frac{8,38 \times 3,30}{2} + \frac{5,58 - 4,7}{3,30} = 14,09 \text{ KN}$$

$$T_5 = \frac{-8,38 \times 3,30}{2} + \frac{5,58 - 4,7}{3,30} = -13,56 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (5-6)} : T_5 = \frac{8,38 \times 3,35}{2} + \frac{4,7 - 4,7}{3,35} = 14,03 \text{ KN}$$

$$T_6 = \frac{-8,38 \times 3,35}{2} + \frac{4,7 - 4,7}{3,35} = -14,03 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (6-7)} : T_6 = \frac{8,38 \times 3,30}{2} + \frac{4,7 - 5,7}{3,30} = 13,52 \text{ KN}$$

$$T_7 = \frac{-8,38 \times 3,30}{2} + \frac{4,7 - 5,7}{3,30} = -14,13 \text{ KN}$$

$$\text{Travée (7-8)} : T_7 = \frac{8,38 \times 3,10}{2} + \frac{5,7 - 3,02}{3,10} = 13,85 \text{ KN}$$

$$T_8 = \frac{-8,38 \times 3,10}{2} + \frac{5,7 - 3,02}{3,10} = -12,12 \text{ KN}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite :

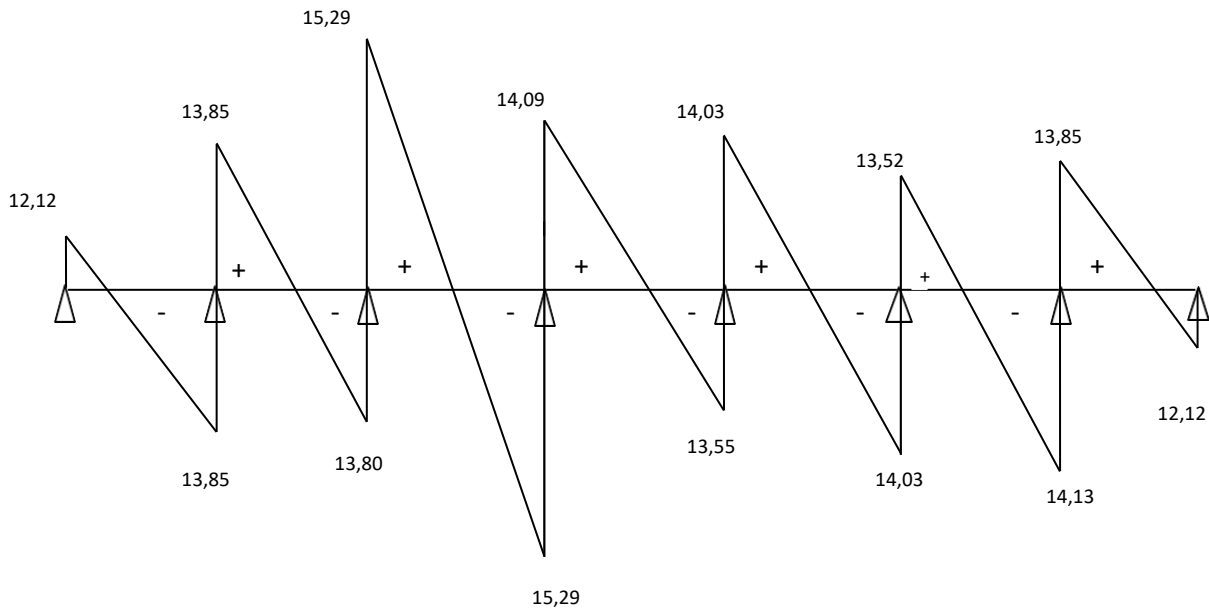


Fig.III.23: diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

III.6.2.6. Calcul à l'ELU :

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

-Armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

- Le moment maximal en travée : $M_{max}^t = 9,08 \text{ KN.m}$

- Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^t = 9,08 \text{ KN.m} \leq M = 59,07 \text{ KN.m}$ l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,08 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0,392$$

$\mu_b < \mu_l$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,08 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors j'ai étudié une section rectangulaire de $(b \times h) = (12 \times 20) \text{cm}^2$.

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5,58 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392$$

$\mu_b < \mu_l$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,58 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton : (Article A.4.2-1 du BAEL 91) :

1/ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2/ Aux appuis :

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

$A_a = 1,00 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$T_u^{\max} = 15,29 \text{ KN}$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{15,29 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,71 \text{ Mpa}$$

► La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^{\max} = 0,71 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 d \sum \bar{U}i} = \frac{15,29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 3,14 \times 8} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

e) **Vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage :** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,84} = 28,17 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à $\ll 0,4 l_s \gg$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 28,17 = 11,27 \text{ cm}$$

f) **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (Article A.5.1-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

Avec : $a \leq 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :

$$V_u^{\max} = 15,29 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$V_u^{\max} = 15,29 + 15,29 = 30,58 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Article A.5.4-3 du BAEL 91)

nous devons vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 \times d} \right)$$

$$A = 1,00 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(15,29 - \frac{5,58}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,55 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,00 \text{ cm}^2 \geq -0,55 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h) Armatures transversales : (Article A.7.2-2 du BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l^{\max}; \frac{b_0}{10} \right\} = \left\{ \frac{20}{35}; 0,8; \frac{12}{10} \right\} = 0,57$$

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

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre de Φ_8 donc : $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

i) Espacement des armatures transversales : (Article A.5.1-2-2 du BAEL 91)

L'espace des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs : (0,9d ; 40cm).

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

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

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

j) Section minimale d'armatures d'âme :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b_0}{f_e} S_t$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{12}{400} 15 = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \geq 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.6.2.7. Calcul à l'ELS :

$$q_s = 6,10 \text{ KN/ml}$$

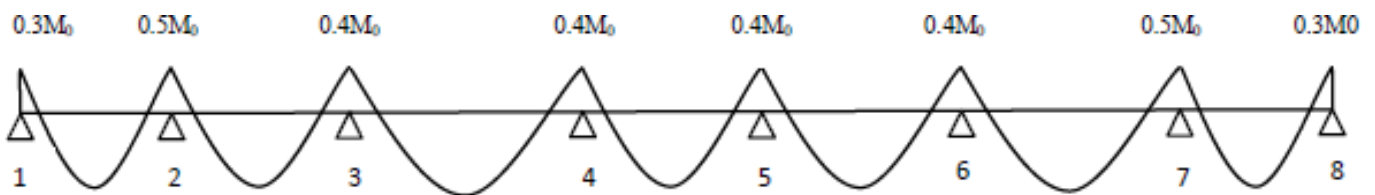


Fig.III.24: Coefficients forfaitaires sur appuis.

Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$M_{012} = M_{078} = 6,10 \times 3,10^2 / 8 = 7,32 \text{ KNm}$$

$$M_{023} = M_{045} = M_{067} = 6,10 \times 3,30^2 / 8 = 8,30 \text{ KNm}$$

$$M_{034} = 6,10 \times 3,65^2 / 8 = 10,15 \text{ KNm}$$

$$M_{056} = 6,10 \times 3,35^2 / 8 = 8,55 \text{ KNm}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 7,32 = 2,20 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}; M_{023}) = 0,5 \times 8,30 = 4,15 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}; M_{034}) = 0,4 \times 10,15 = 4,06 \text{ KNm} .$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}; M_{045}) = 0,4 \times 10,15 = 4,06 \text{ KNm} .$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}; M_{056}) = 0,4 \times 8,55 = 3,42 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0,4 \max (M_{056}; M_{067}) = 0,4 \times 8,55 = 3,42 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0,5 \max (M_{067}; M_{078}) = 0,5 \times 8,30 = 4,15 \text{ KNm}$$

$$M_8 = 0,3 M_{078} = 0,3 \times 7,32 = 2,20 \text{ KNm}.$$

Calcul des moments en travées :

Travée1-2 : travée de rive

$$M_t \geq \frac{-(2,20+4,15)}{2} + \max[(1,05 \times 7,32); (1,03 \times 7,32)] = 4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 7,32 = 4,54 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t12}=4,54 \text{ KN.m}$

Travée2-3 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(4,15+4,06)}{2} + \max[(1,05 \times 8,30); (1,03 \times 8,30)] = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 8,30 = 4,31 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t23}= 4,61 \text{ KN.m}$

Travée3-4 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(4,06+4,06)}{2} + \max[(1,05 \times 10,15); (1,03 \times 10,15)] = 6,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 10,15 = 5,27 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t34}= 6,60 \text{ KNm.}$

Travée4-5 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(4,06+3,42)}{2} + \max[(1,05 \times 8,30); (1,03 \times 8,30)] = 4,98 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 8,30 = 4,32 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t45}= 4,98 \text{ KNm}$

Travée 5-6 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(3,42+3,42)}{2} + \max[(1,05 \times 8,55); (1,03 \times 8,55)] = 5,55 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 8,55 = 4,45 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t56} = 5,55 \text{ KNm}$

Travée 6-7 : travée intermédiaire:

$$M_t \geq \frac{-(3,42+4,15)}{2} + \max[(1,05 \times 8,30); (1,03 \times 8,30)] = 4,93 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,52 \times 8,30 = 4,32 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t67} = 4,93 \text{ KNm}$

Travée 7-8 : travée de rive :

$$M_t \geq \frac{-(4,14+2,20)}{2} + \max[(1,05 \times 7,32); (1,03 \times 7,32)] = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,62 \times 7,32 = 4,54 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{t78} = 4,54 \text{ KNm}$

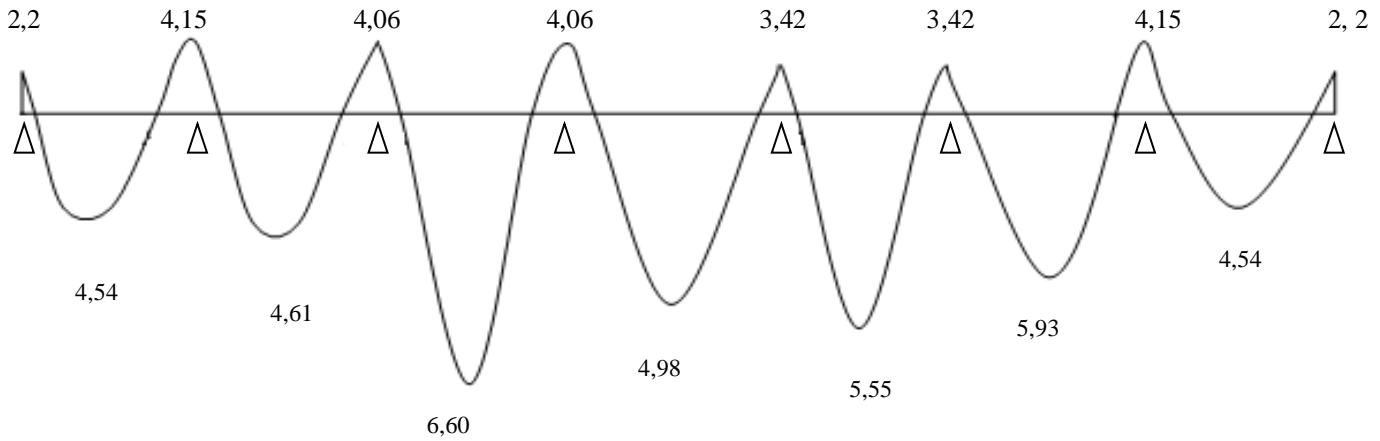


Fig.III.25: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m].

Vérification des contraintes à l'ELS :

a) **Etat limite de résistance du béton en compression :** (Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travées :** $A_{st} = 1,50 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 1,50}{12 \times 18} = 0,694$$

$$\rho = 0,694 \Rightarrow \beta = 0,879 ; K_1 = 26,32 ; K = \frac{1}{K_1} = 0,038$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \times \beta \times d} = \frac{6,60 \times 10^3}{1,5 \times 0,879 \times 18} = 278,1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,038 \times 278,1 = 10,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,57 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1,00 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 1,00}{12 \times 18} = 0,463$$

$$\rho = 0,463 \Rightarrow \beta = 0,897 ; K_1 = 33,54 ; K = \frac{1}{K_1} = 0,03$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A \times \beta \times d} = \frac{6,6 \times 10^3}{1 \times 0,897 \times 18} = 408,77 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,03 \times 408,77 = 12,26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,26 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c) Etat limite de déformation :

Les règles du BAEL 91 (Article B.6.5-2) précisent que je peux me dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.
- $\frac{20}{365} = 0,05 \leq \frac{1}{15} \times \frac{6,60}{4,16} = 0,1 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée
- $\frac{1,5}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

III.6.3. Calcul de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

Nous devons vérifier que :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3650}{50} = 7,3 \text{ mm}$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{E_v \times 10 \times I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec : \bar{f} : La flèche admissible.

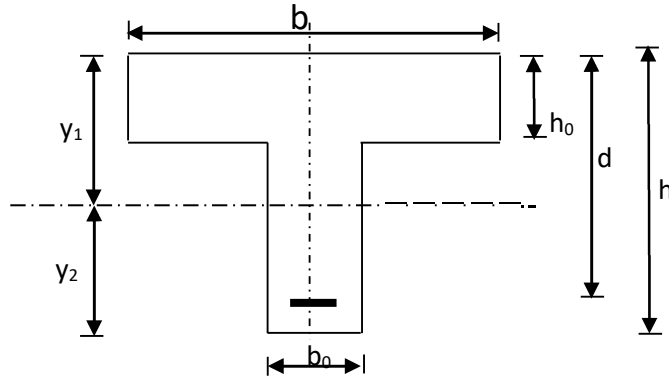
E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

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



$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2 \quad ; \quad y_1 = \frac{S}{B_0}$$

B_0 : la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15.A.d}{b_0.h + (b - b_0)h_0 + 15.A}$$

$$y_1 = 6,8 \text{ cm} \quad y_2; y_2 = h - y_1; y_2 = 20 - 6,8 = 13,2 \text{ cm}$$

$$\text{On aura : } I_0 = 18757,64 \text{ cm}^4$$

◆ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1,50}{12 \times 18} = 0,007$$

- $\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,007} = 2,35$
- $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0,37; 0\} = 0,37$
- $I_{fv} = 11036,86 \text{ cm}^4$

D'où la flèche :

$$f = 0,69 \text{ cm} \leq \overline{f} = 0,73 \text{ cm}$$

⇒ La condition est vérifiée, donc la flèche est admissible.

Coupe 1-1 :

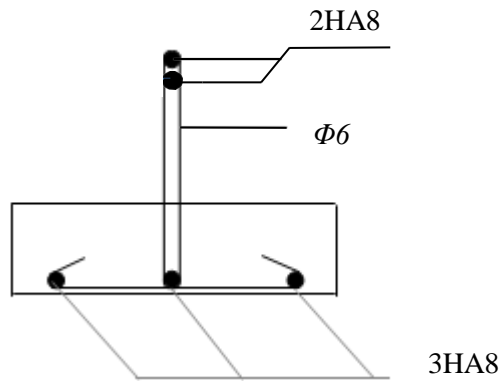


Fig.III.26: Schéma du ferrailage de la poutelle.

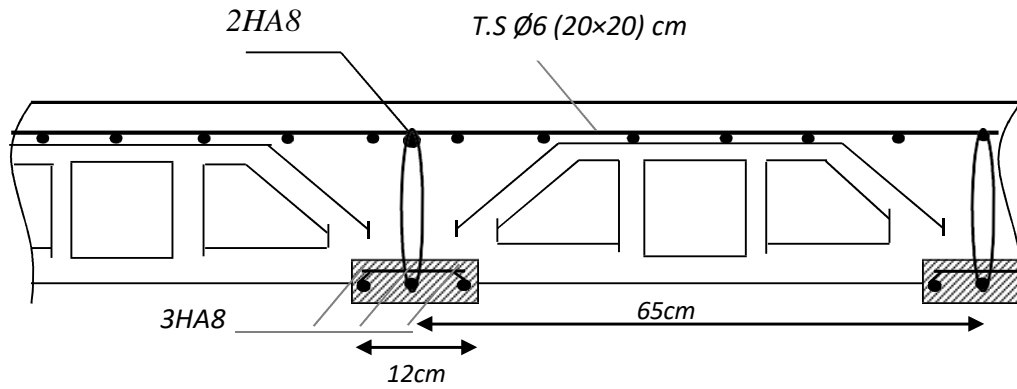


Fig.III.27: Détails du ferrailage du plancher en corps creux.

III.7. Calcul de la poutre de chaînage

III.7.1. Pré dimensionnement :

a/ Détermination de la hauteur :

◆ Condition du BAEL : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

◆ Condition du RPA : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm.

A.N : $L = 330 \text{ cm}$

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$

b/ Détermination de la largeur :

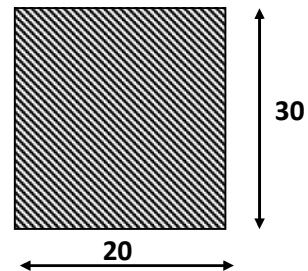
Elle est donnée par la condition suivante: $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Selon le RPA 99 modifié en 2003, la largeur adoptée doit satisfaire les conditions :

$b \geq 20 \text{ cm}$ $\frac{h_t}{b} \leq 4$

On aura ainsi $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

On adopte : $b = 20 \text{ cm}$



III.7.2. Détermination des charges revenant à la poutre de chaînage :

-Poids propre de la poutre :..... $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,50 \text{ KN} / \text{ml}$

-Poids du mur extérieur :..... $2,85 \times (3,06 - 0,17) = 8,236 \text{ KN} / \text{ml}$

-Poids du plancher..... $\frac{5,1 \times (0,65 / 2)}{1} = 1,66 \text{ KN} / \text{ml}$

$$G_T = 11,4 \text{ KN/ml}$$

-Charge d'exploitation :..... $1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{ KN} / \text{ml}$

III.7.3. Combinaisons de charges :

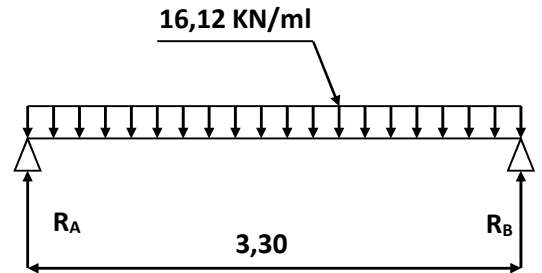
$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35 \times 11,4 + 1,5 \times 0,488 = 16,12 \text{ KN / ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = 11,4 + 0,488 = 11,88 \text{ KN / ml}$$

III.7.4. Calcul des efforts internes :**a/ A l'ELU :**

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{16,12 \times 3,30}{2} = 26,60 \text{ KN}$$



- Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_y(0) = 26,60 \text{ KN} \\ T_y(2,65) = -26,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{16,12 \times 3,30^2}{8} = 21,94 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, nous affecterons la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

1/ Moment entravée :

$$M_{trav} = 0,85.M_0 = 0,85 \times 21,94 = 18,65 \text{ KN.m}$$

2/ Moment aux appuis :

$$M_{app} = -0,3.M_0 = -0,3 \times 21,94 = -6,58 \text{ KN.m}$$

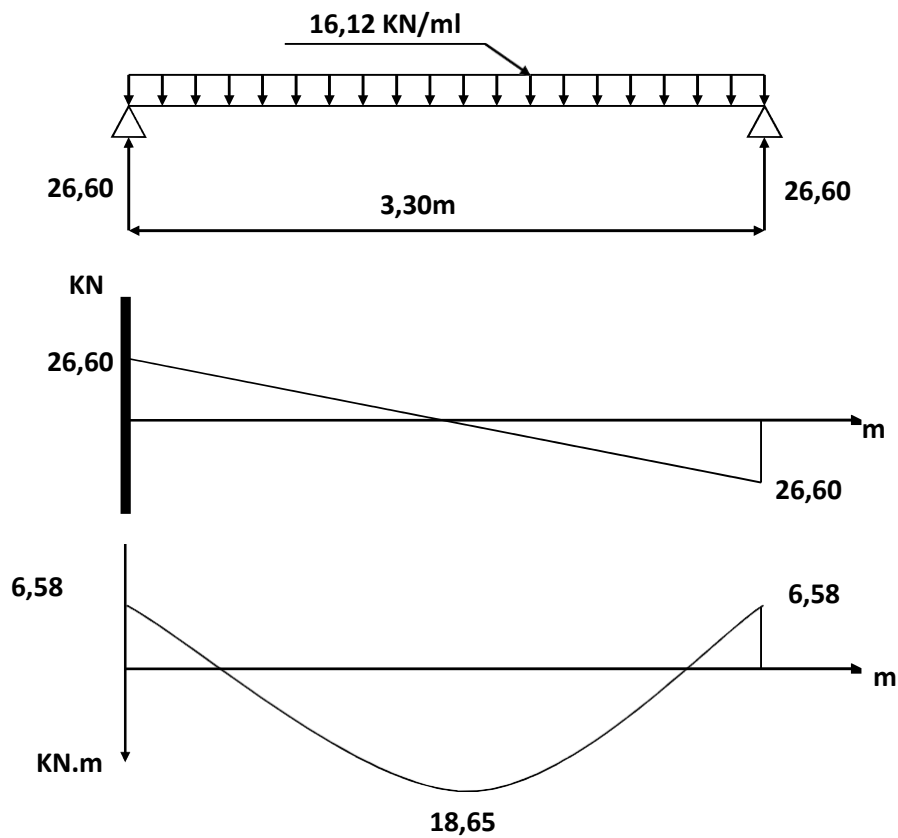
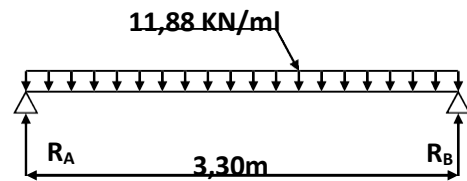


Fig.III.28: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

b/ A'ELS :

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{11,88 \times 3,30}{2} = 19,60 \text{ KN}$$



c/ Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_y(0) = 19,60 \text{ KN} \\ T_y(3,30) = -19,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{11,88 \times 3,30^2}{8} = 16,17 \text{ KN.m}$$

1/ Moment en travée :

$$M_t = 0,85.M_0 = 0,85 \times 16,17 = 13,74 \text{ KN.m}$$

2/ Moment aux appuis :

$$M_{app} = -0,3M_0 = -0,3 \times 16,17 = -4,85 \text{ KN.m}$$

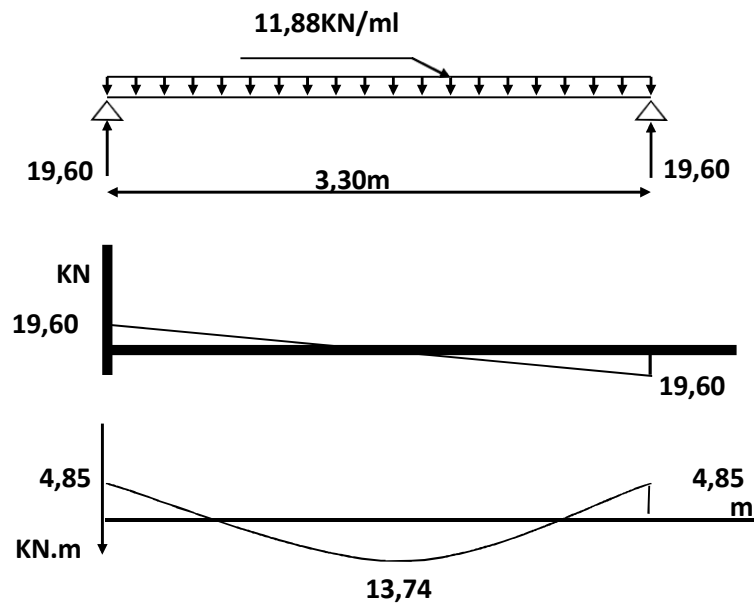


Fig.III.29: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.7.5. Calcul des armatures longitudinales :

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 28 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$M_{app} = -6,58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{app}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{6,58 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,03$$

($\mu = 0,03 < \mu_l = 0,392$) La section est simplement armée.

$$\beta = 0,985$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{6,58 \times 10^3}{0,985 \times 28 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

On prend: 2HA12 = 2.26 cm²

- **En travée** :

$$M_{trav} = 18,65 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_{trav}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{18,65 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,084$$

($\mu = 0,084 < \mu_l = 0,392$) La section Simplement Armée .

$$\beta = 0,956$$

$$A_{trav} = \frac{M_{trav}}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{11,62 \times 10^3}{0,956 \times 28 \times 348} = 2,00 \text{ cm}^2$$

On prend: 2HA12 = 2.26 cm²

III.7.6.Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{200}{10} ; 12 \right\}$$

$$\Phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Nous optons pour le choix des barres en HA8.

Soit : 4HA8 = 2,01cm², disposé en (1cadre + 1etrier).

♦ **Espacement**

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

Ainsi que, le RPA 99 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_t ; 30 \text{ cm} \right\}$$

♦ **Zone nodale** :

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2.h$

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

♦ **Zone courante** :

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 . S_t . b$$

A.N:

- **Selon BAEL 91** : $S_t \leq \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$

D'où : $S_t \leq 25,2 \text{ cm}$

- **Selon RPA 99** :

♦ **Zone nodale** :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 0,8 ; 30 \text{ cm} \right\}$$

Donc : $S_t \leq 7,5 \text{ cm}$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

Donc, $(S_t = 7 \text{ cm})$ en zone nodale.

♦ **Zone courante** :

$\left(S_t \leq \frac{30}{2} \right) \Rightarrow (S_t \leq 15 \text{ cm})$ Donc, $(S_t = 15 \text{ cm})$ en zone courante (travée).

III.7.7. Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales:

(Art 7.5.2.2)

♦ Zone nodale :

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 0,68 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} &= 0,003 \times 7 \times 20 = 0,42 \text{ cm}^2 \\ 0,68 \text{ cm}^2 &> 0,42 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \blacktriangleright \text{Condition vérifiée.}$$

♦ Zone courante :

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 2,00 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} &= 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2 \\ 2,00 \text{ cm}^2 &> 0,9 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \blacktriangleright \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.8. Vérifications à l'ELS :■ La condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,23 .b.d . \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A.N : $A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$

1/ *En travée :* $A_{trav} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

2/ *Aux appuis :* $A_{app} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

a/ Vérification de la contrainte de cisaillement :

nous devons satisfaire la condition suivante : $\tau \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$
 $\gamma_b = 1,5$ (situation courante)

A.N : $\tau_u = 3,33 \text{ MPa} \leq \tau_u = \frac{26,60 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} = 0,47 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

-

b/ Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91 Art 6.1.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \tau_e = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{A.N: } \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \Phi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,53 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,6 \times 10}{0,9 \times 28 \times 7,53} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,4 \text{ MPa} < \tau_e = 3,15 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c/ Influence de l'effort tranchant aux appuis :**1/ Influence sur le béton (BAEL 91/Art A. 5.313) :**

$$V_{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

$$\text{A.N: } V_{\max} = 26,60 \text{ KN} \quad ;$$

$$0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 20 = 336 \text{ KN}$$

$$26,60 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \blacktriangleright \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A. 5.321) :

$$\text{Nous devons vérifier que : } A_{app} \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

A.N :

$$A_{app} \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{26,60 + \frac{-6,58 \times 10^3}{0,9 \times 28}}{348} = -0,67 \text{ cm}^2$$

$2,26 \text{ cm}^2 > -0,67 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

d/ Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art B.6.5. 1) :

➤ **Aux appuis :**

$$\left(\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} \right) \left(\rho = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,40 \right) \Rightarrow k_1 = 36,51 \quad ; \beta_1 = 0,903$$

$$\sigma_s = \frac{4,85 \times 10^6}{0,903 \times 280 \times 226} = 84,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{84,87}{36,51} = 2,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\left(\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} \right) \left(\rho = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,40 \right) \Rightarrow k_1 = 36,51 \quad ; \beta_1 = 0,903$$

$$\sigma_s = \frac{6,58 \times 10^6}{0,903 \times 280 \times 226} = 115,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{115,15}{36,51} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e/ Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :

nous pouvons admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\blacklozenge \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \blacklozenge \frac{h}{l} \geq \frac{M_{trav}}{10 \cdot M_0} \quad ; \quad \blacklozenge \frac{A_{trav}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\blacksquare \left. \begin{array}{l} \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,09 \\ 0,09 > 0,0625 \end{array} \right\} \blacktriangleright \text{Condition vérifiée.}$$

$$\blacksquare \left. \begin{array}{l} \frac{M_{trav}}{10 \cdot M_0} = \frac{13,74}{10 \times 16,17} = 0,085 \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{330} = 0,09 \\ 0,09 > 0,085 \end{array} \right\} \blacktriangleright \text{Condition vérifiée.}$$

$$\blacksquare \left. \begin{array}{l} \frac{A_{trav}}{b \cdot d} = \frac{2,26}{20 \times 28} = 0,004 \\ \frac{4,2}{400} = 0,0105 \\ 0,004 \leq 0,0105 \end{array} \right\} \blacktriangleright \text{Condition vérifiée.}$$

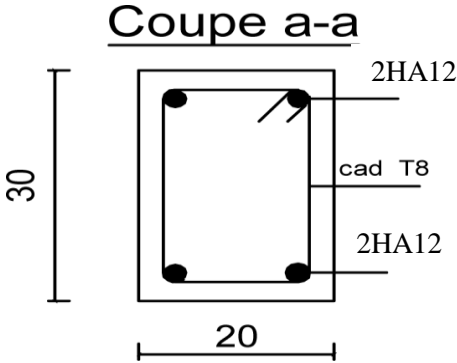
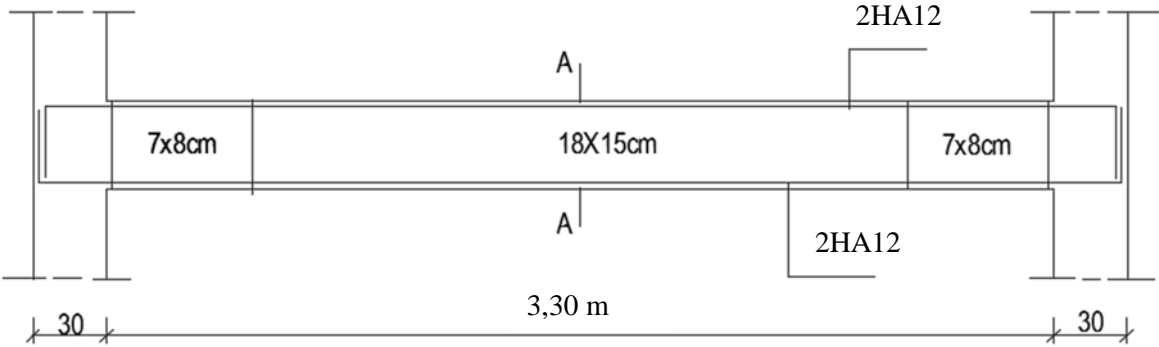


Fig.III.30: Détails du ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre IV

Etude

dynamique

IV.1.Introduction :

L'ingénierie dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentale du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel. Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

IV.1.1.Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère de la structure est comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale qui peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale.

Un system d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.1.2.Description d'ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures


en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel :(terminologies)

Grid line :	ligne de grille
Joints :	nœuds
Frame :	portique (cadre)
Shell :	voile
Element :	élément
Restraints :	encasté
Loads :	charge
Uniformed loads :	charge uniforme
Define :	définir
Material :	matériaux
Concrete :	béton
Steel :	acier
Frame section :	coffrage
Column :	poteau
Beam :	poutre
File :	fichier
Copy :	copier
Move :	déplacer
Save :	enregistrer
Save as :	Enregistrer
Add :	sous ajouter
Delete :	supprimer
Story :	étage
Height :	hauteur
Tickness :	épaisseur

IV.2.Manuel d'utilisation de L'ETABS :

La version exploitée dans notre travail est (ETABS v 9.6) Pour ouvrir l'ETABS on

clique sur son icône 

IV.2.1.Etapes de modélisations :**A/ Première étape :**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a/ Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements

b/ Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne

File ⇒ New model ⇒ Default.edb. Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages, (RDC + Etage de service+7 Etage)

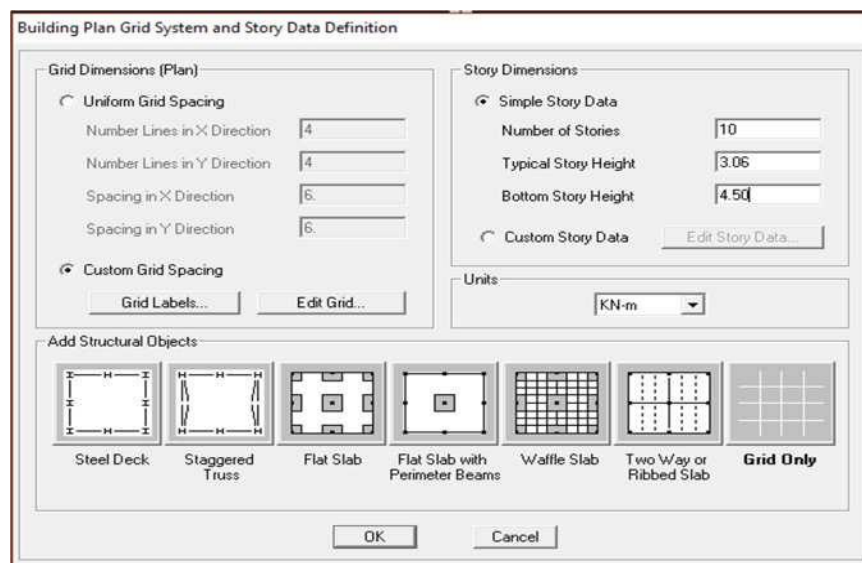


Fig.IV.1: Géométrie de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y / X-Z / Y-Z.

c/ Modification de la géométrie de base :

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- on clique sur



- on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok

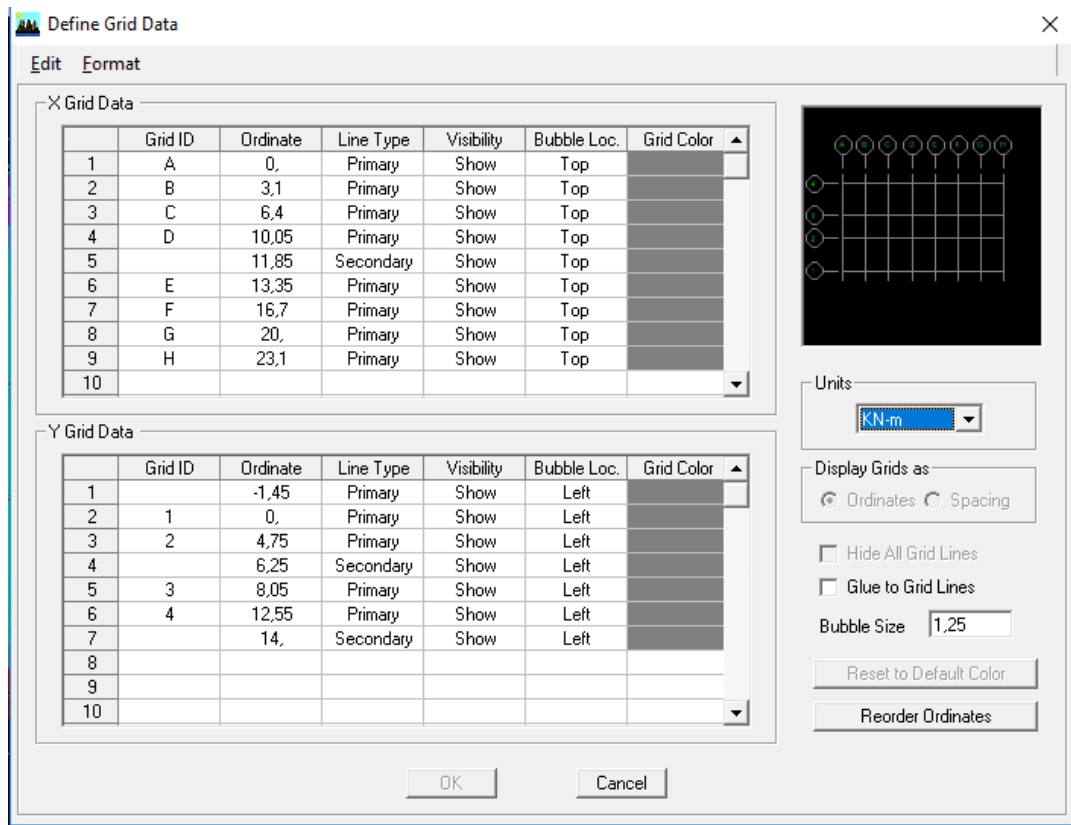



Fig.IV.2: Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

B/ deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Puis on clique sur Define ⇒ Material proprietes nous sélectionnant Add new material et on écrit BETON dans la case Material name, ou bien l'icône  et on apporte les modifications inscrites dans la Figure.7:

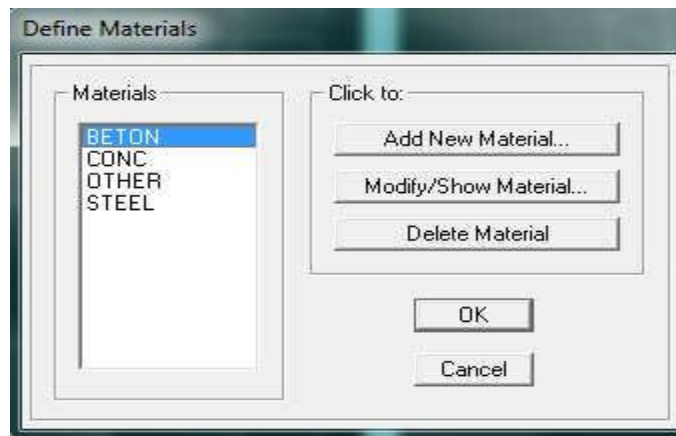


Fig.IV.3: définir un nouveau matériau

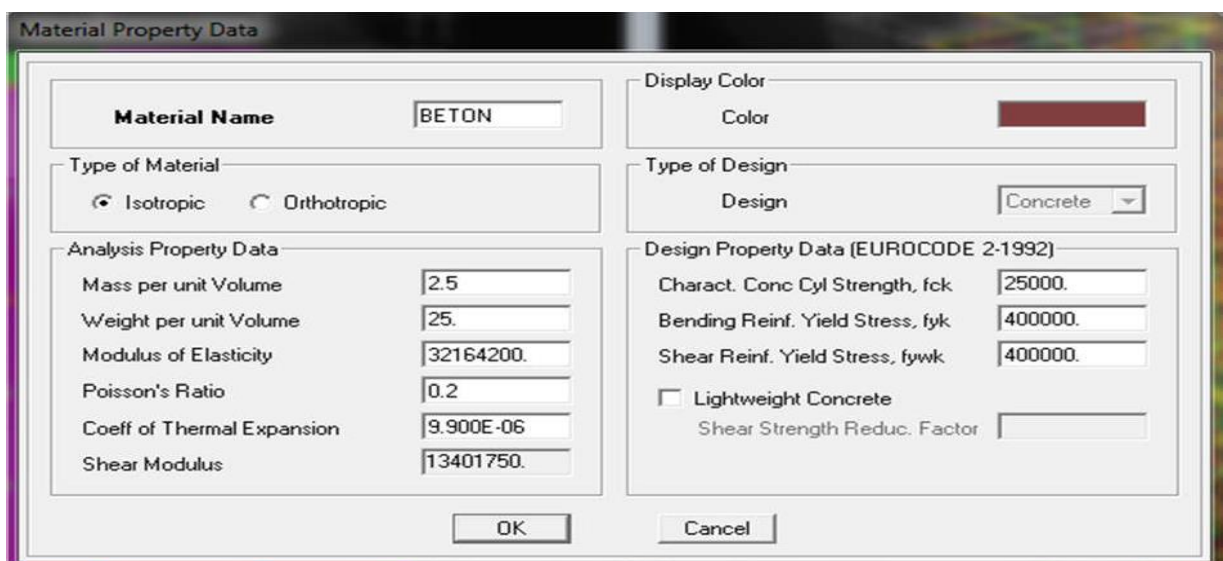



Fig.IV.4: Introduction des propriétés mécaniques du béton

C/ Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'introduction des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux et voile)

Commencer d'abord par introduire les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu Define Frame sections  , On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire (Les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

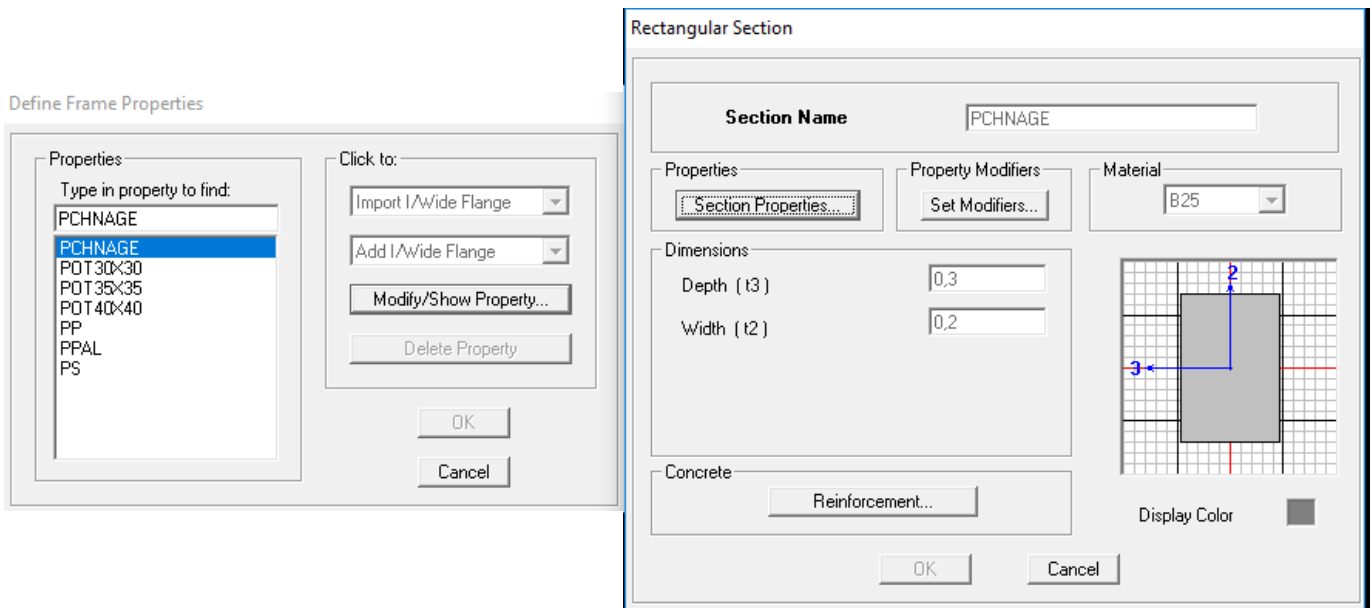


Fig.IV.5: Dimensions des éléments

L'icône Renforcement ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures

Si on clique sur le bouton Section properties , on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

on procède de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), on passe aux éléments plaques (voile, plancher)

on choisit le menu :

Define ⇒ wall/slab/deck section ⇒ Add new Wall pour le dimensionnement du voile

Define ⇒ wall/slab/deck section ⇒ Add new deck pour le dimensionnement du plancher

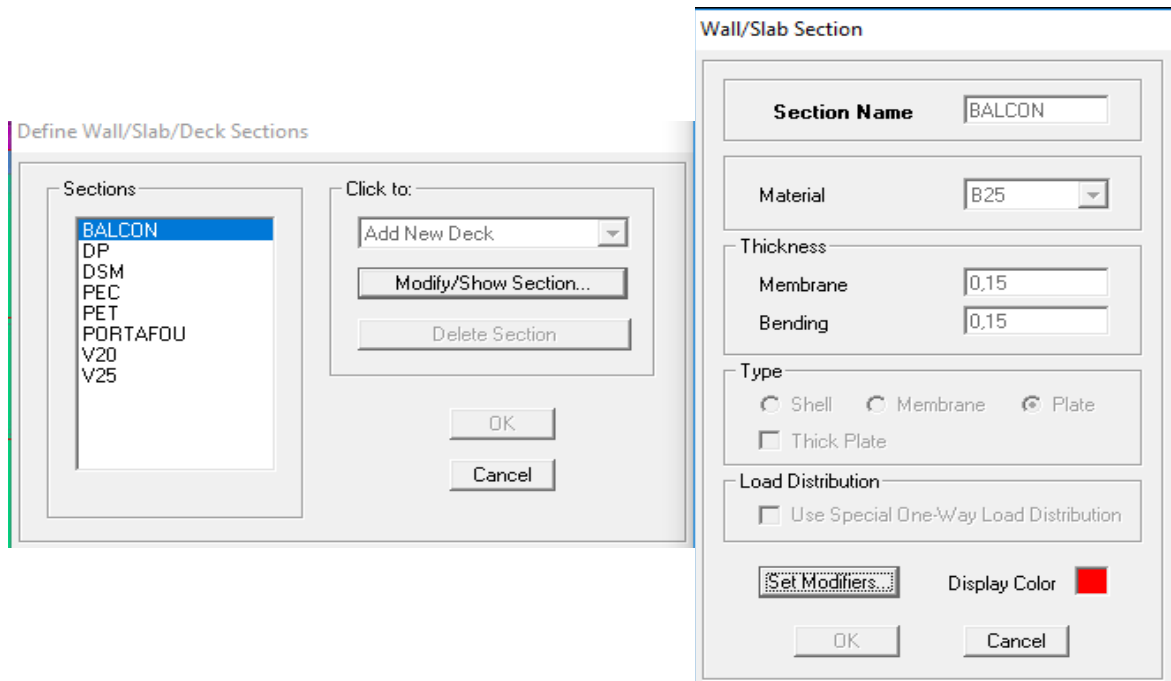


Fig.IV.6: Dimensionnement des voiles

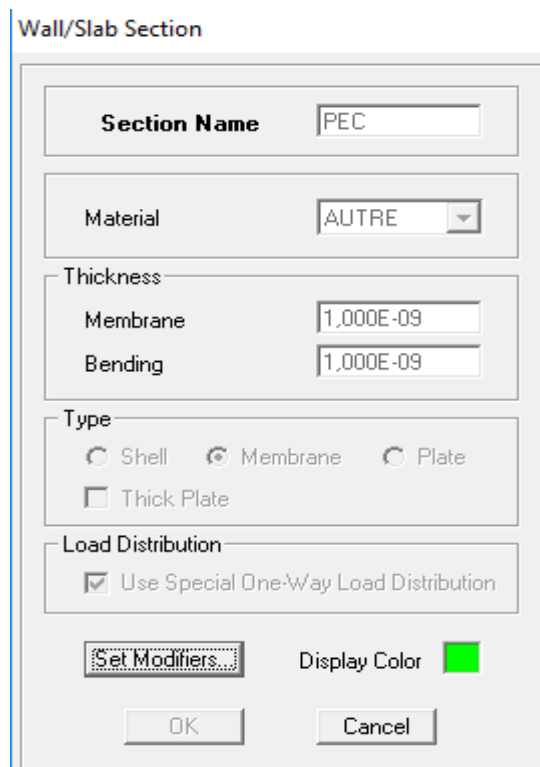


Fig.IV.7: Dimensionnement du plancher (dalle de compression)

D/ Quatrième étape :

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1/ Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à :

Des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on

clique sur : Define ⇨ Static Load Cases, Ou bien l'icone: 

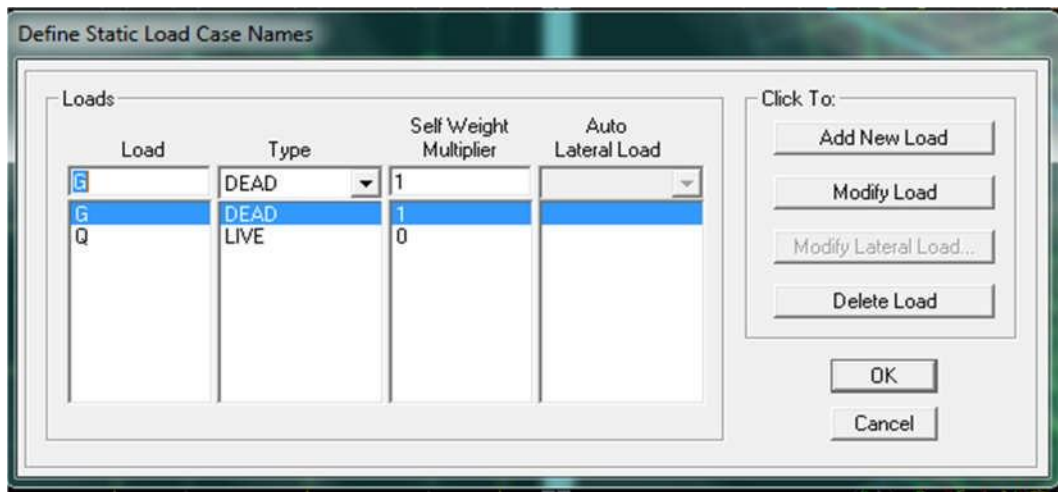


Fig.IV.8 : Définition des charges G et Q

2/ Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduit un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [(S_a/g) Accélération spectrale] 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 de moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- **Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement :** R=5. (Mixte portique/voile avec interaction)
- **Site :** S2 (site ferme)

- **Facteur de qualité (Q):** $Q = 1 + \sum_T^6 P_q$; Q=1,05



- Ouvrir l'application en cliquant sur l'icone :

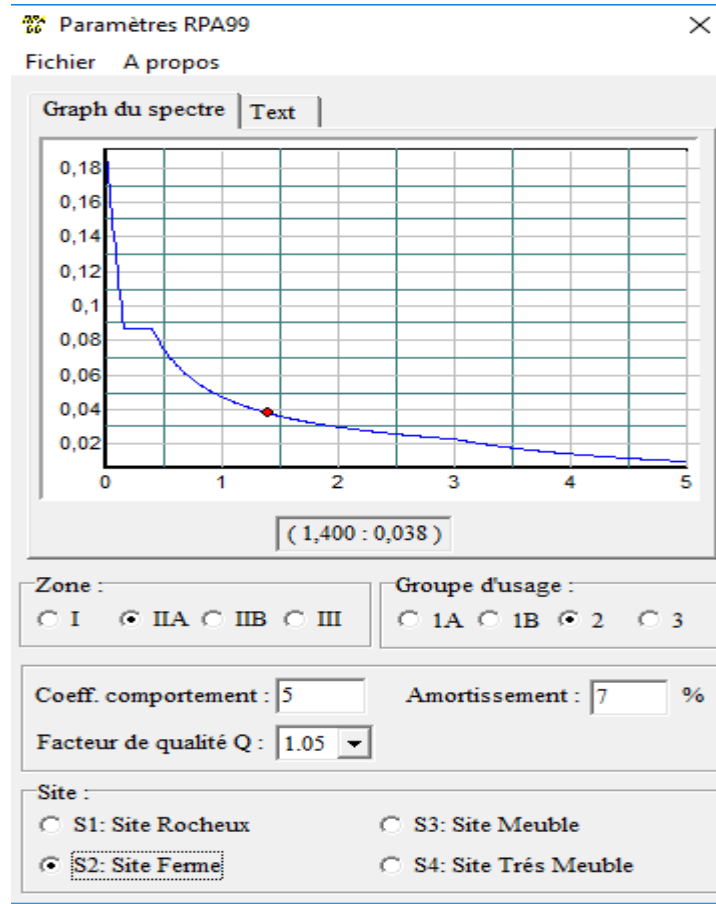


Fig.IV.9: Le spectre de réponse

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text et puis on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS par :

Define \Rightarrow Response Spectrum Functions (ou ) \Rightarrow Add Spectrum from file

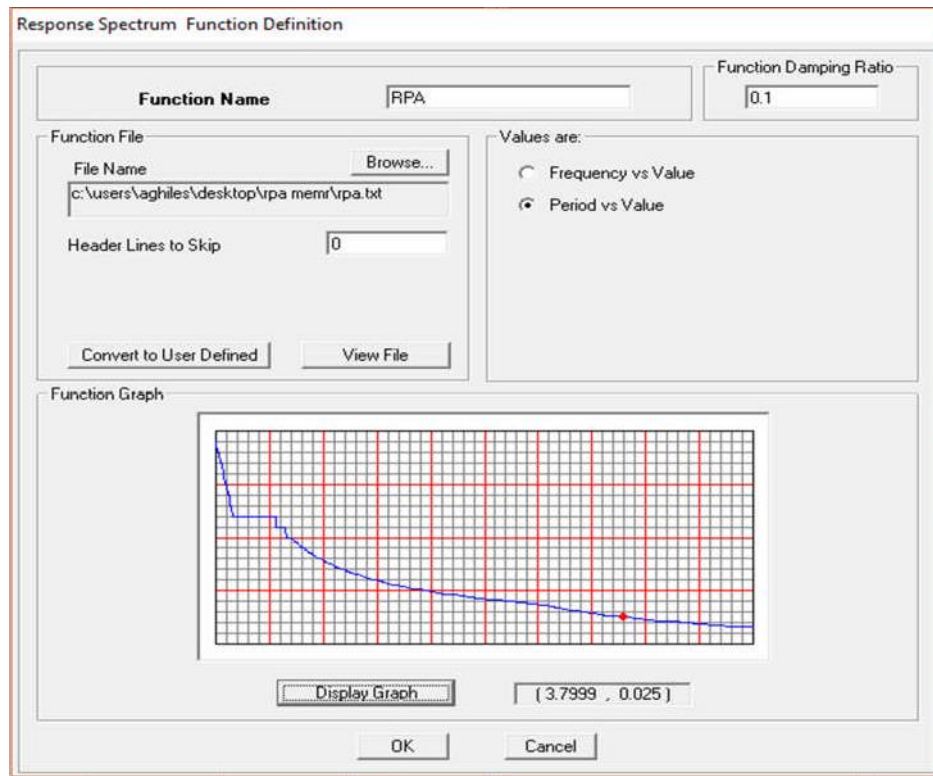



Fig.IV.10 : Introduction du spectre de réponse

Après l'introduction du spectre, la prochaine étape consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela je clique sur :

Define ⇨ Reponses spectrum cases ⇨ Add New Spectrum (ou ).

Dans la partie Input Response Spectra , je vais introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont U1 et U2 .

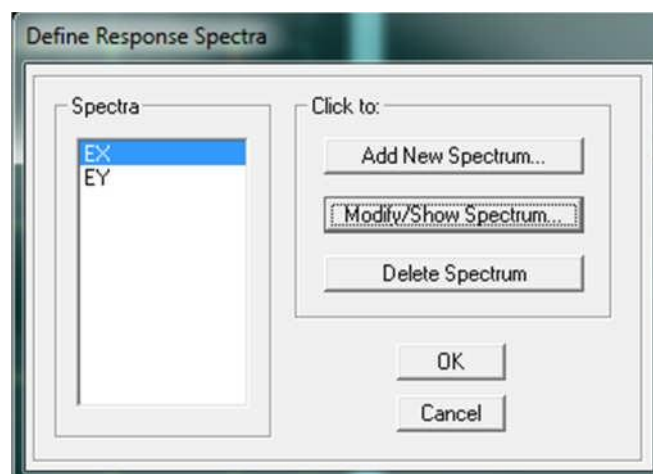


Fig.IV.11 : Introduction du spectre de réponse

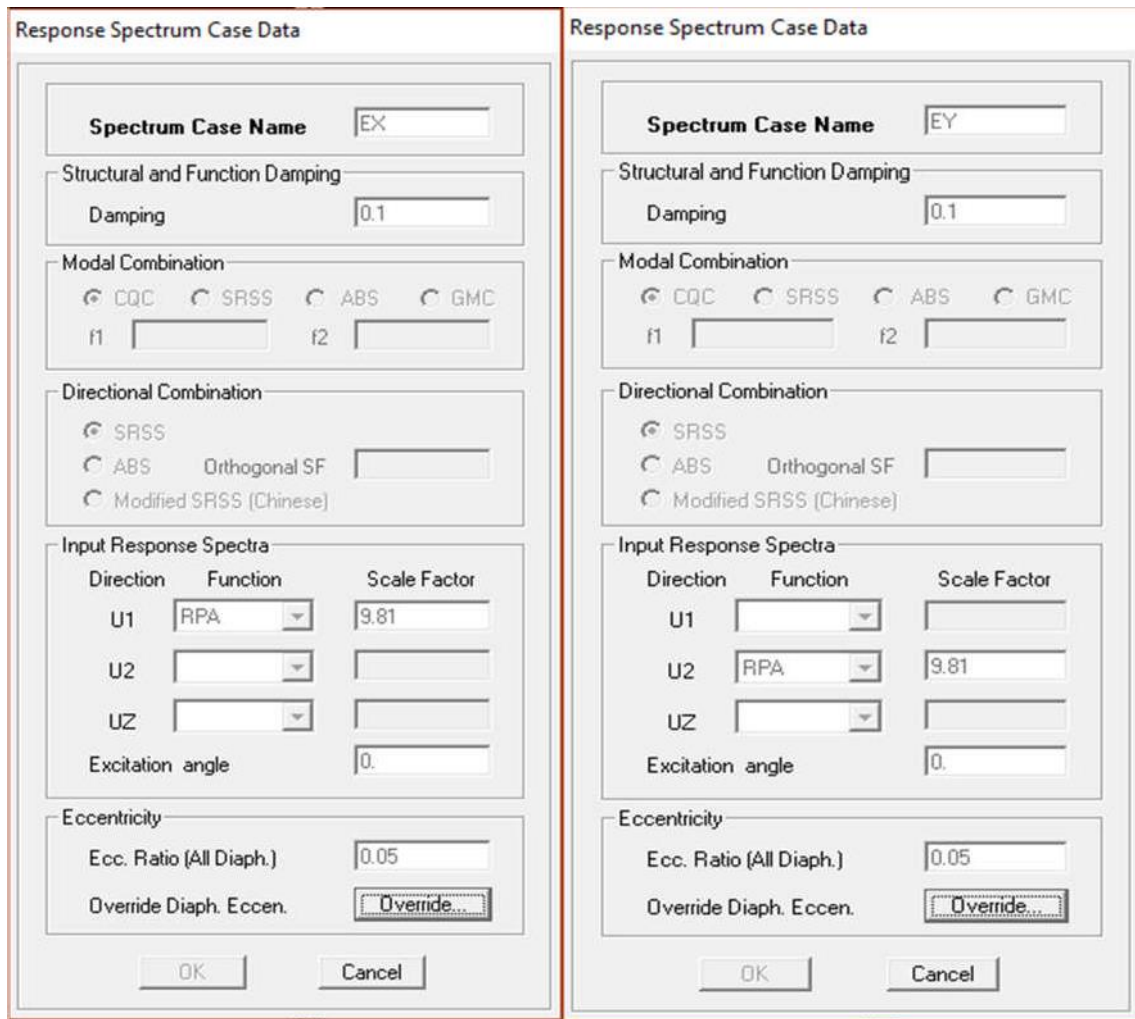



Fig.IV.12: Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

E/ Cinquième étape :

Chargement du plancher :

1/ Etapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, je sélectionne les plancher et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign \Rightarrow Shell/Area loads \Rightarrow Uniform... (ou sur )

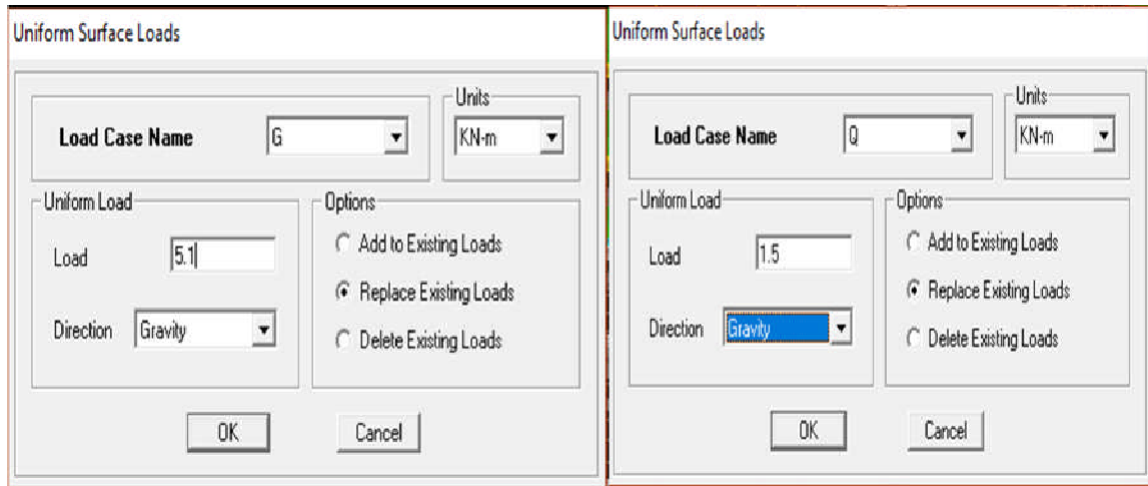


Fig.IV.13 : Chargement du plancher

on spécifie le type de chargement (G ou Q) sur la case Load Case Name, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

F/ Sixième étape :

1/ Introduction des combinaisons d’actions :

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

2/ Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$


ELS : $G + Q$

3/ Combinaisons accidentelles du RPA :

G Q E : $G+Q\pm E$

0,8G E : $0,8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel je clique sur :

Define ⇨ load Combinations ⇨ Add New Combo (ou ).

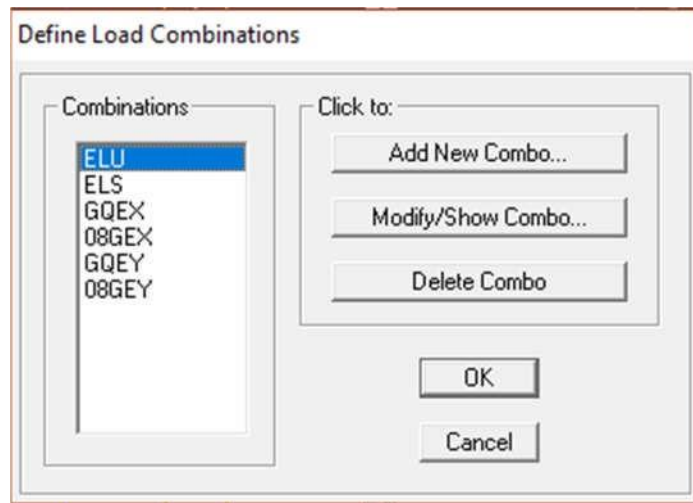
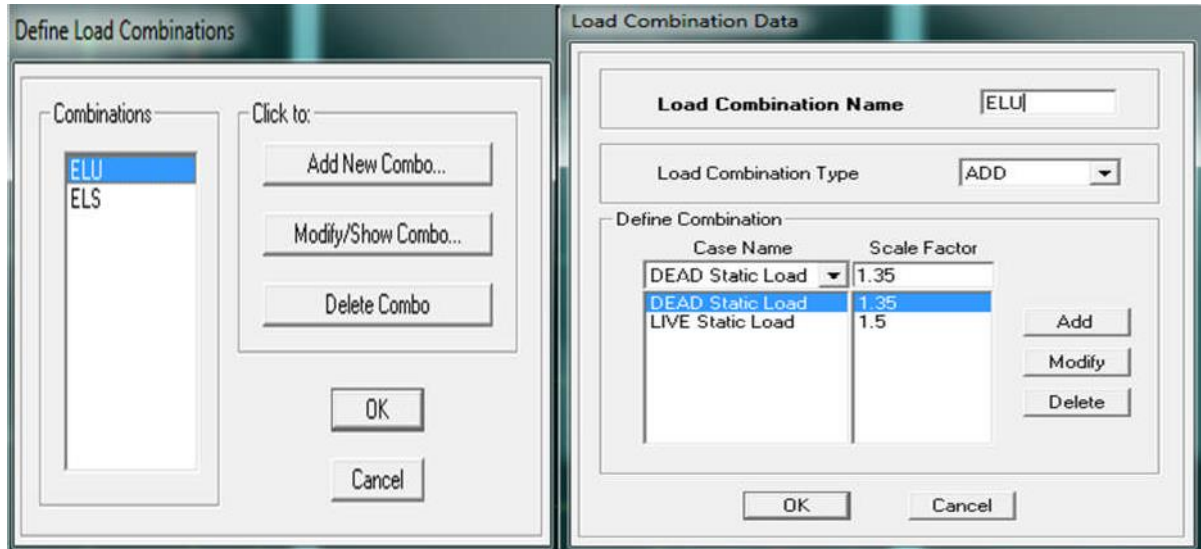


Fig.IV.14 : Introduction des combinaisons d’actions

-on reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

G/ Septième étape :

1/ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

◆ Appuis :


Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement, je sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign ⇨ Joint/point ⇨ Restraints (ou )



Fig.IV.15: Encastrement des appuis

2/ Mass- Source :

Introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par : Define \Rightarrow Mass source (ou )

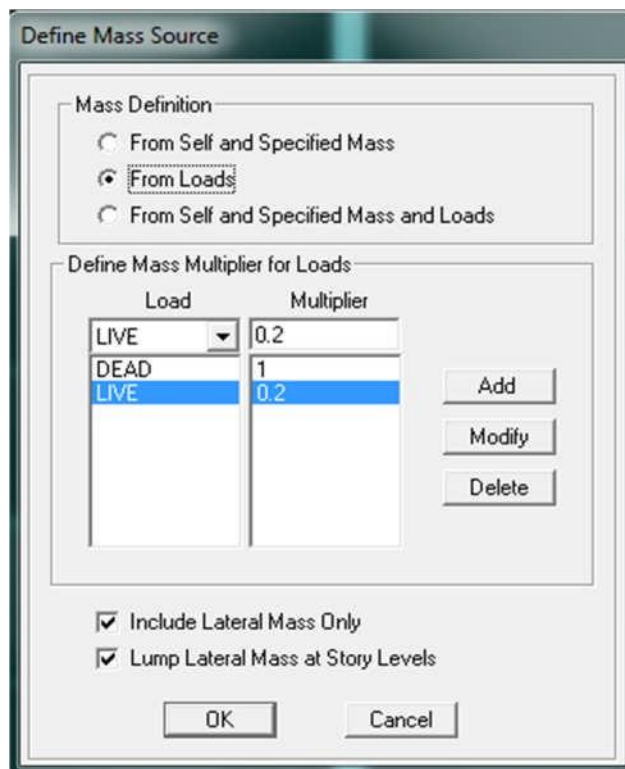



Fig.IV.16 : La combinaison du poids ($G+0,2Q$)

3/ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, je dois 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.

Donc on sélectionne les nœuds du premier plancher puis je clique sur :

Assign ⇨ Joint/point ⇨ Diaphragm ⇨ Add New Diaphragm (ou )

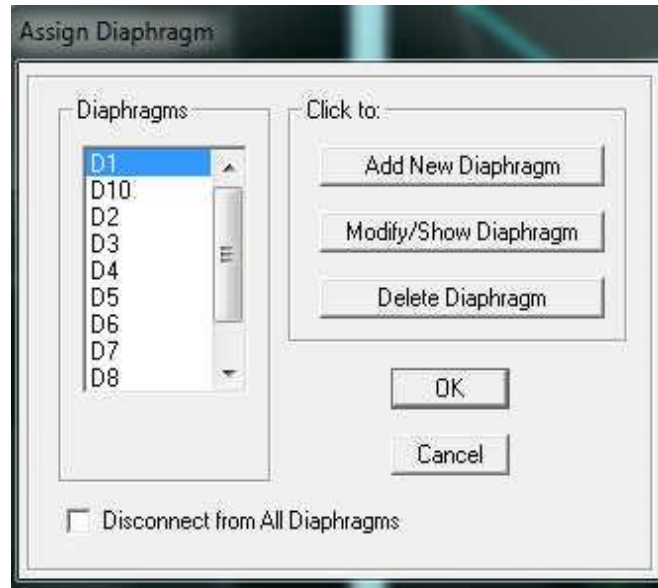



Fig.IV.17 : Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm, on clique sur OK pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

H/ Huitième étape :

1/Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse : Analyze ⇨ Run Analysis (ou ) pour la visualisation des résultats :

2/ Période et participation modale :

Dans la fenêtre Display ⇨ show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».

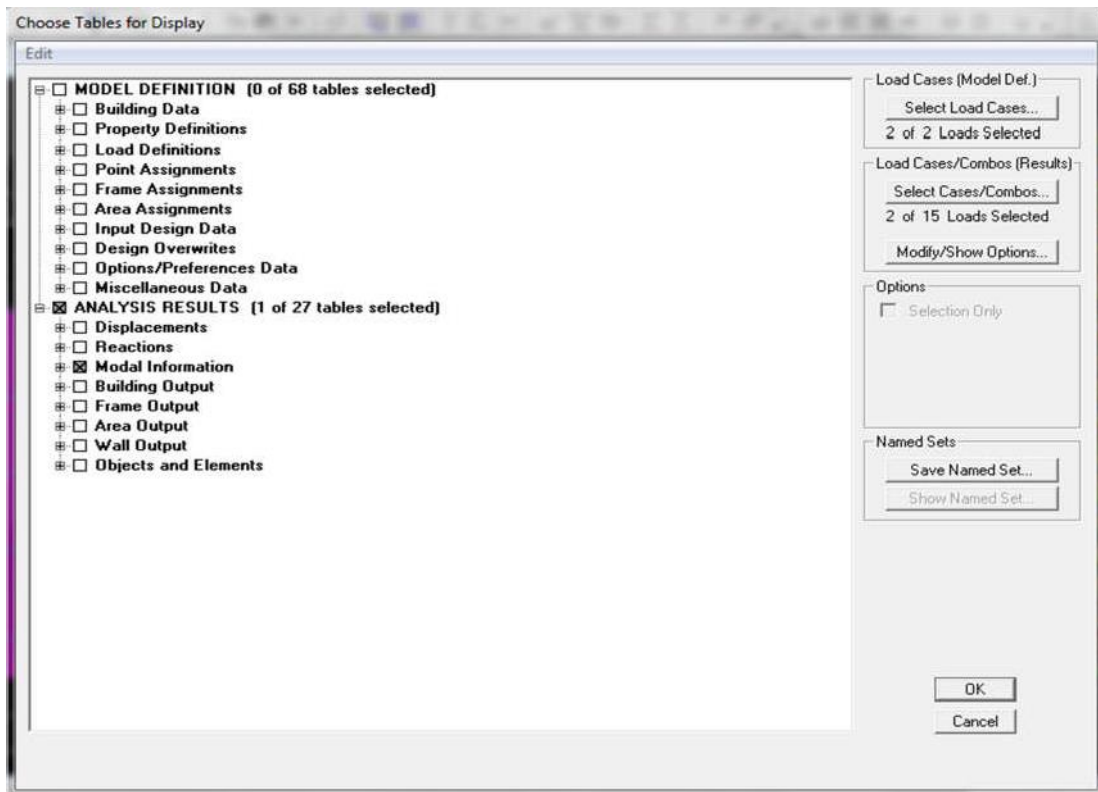




Fig. IV.18 : Choix des tableaux à afficher

- Déformée de la structure :

En premier on appuie sur l'icône Show Deformed Shape () et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on positionne sur un portique et on sélectionne Show Member forces/Stresses Diagramme () dans le menu Display

- Efforts internes dans les éléments barres :

a/ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres, ensuite on clique sur :

Display \Rightarrow Show tables Dans Element Output on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

Puis cliquer sur Select Case/comb pour choisir la combinaison d'actions et clique sur OK.

b/ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et ensuite les mêmes étapes que pour les poutres.

- Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans Area Output, on clique sur « Area forces and Stresses » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuis sur show tables puis on coche « Displacements »

Pour une meilleure visualisation on extrais le tableau sur Excel, la colonne U_x correspond au sens xx, et U_y au sens yy,

- Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur show tables .

« Base Reactions » ensuite dans « Select Cases/comb » on choisit « EX ou EY »

- Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, positionner sur la vue en 2D puis dans le menu View et on clique sur Set 3D View et on selectionne le plan XZ

Dans Display on clique sur Show Deformed Shape et on selectionne la combinaison «EX-EY».

Enfin, dans Draw on choisit l'option Draw Section Cut et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case Wall on aura l'effort repris par les portiques tout en désélectionnant la case Frames puis on aura l'effort repris par les voiles.

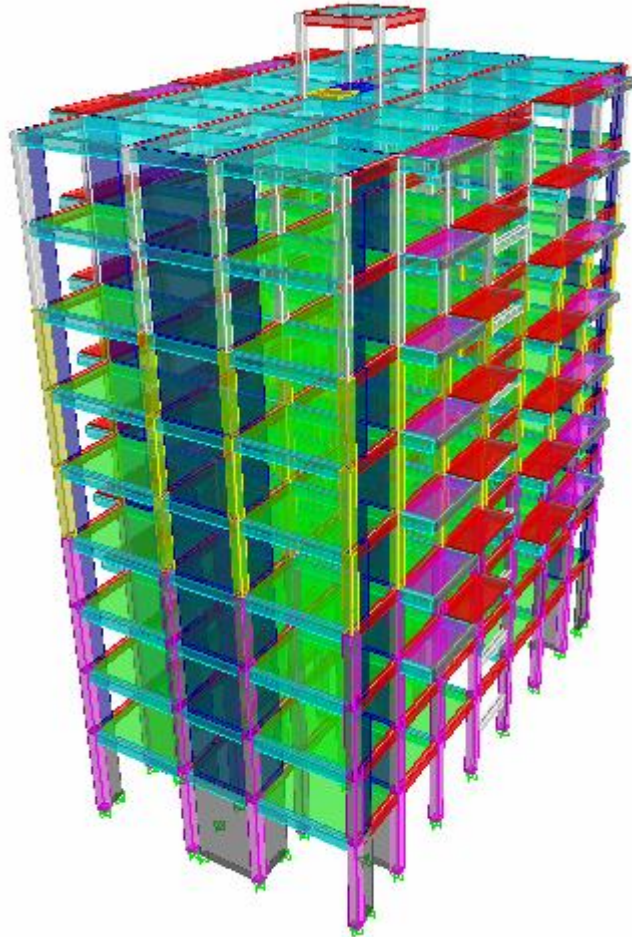


Fig.IV.19 : Modèle 3D de la structure

IV.2. Etude sismique:**IV.2.1. Introduction :**

Les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol et leur intensités peut provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions ; d'où l'intérêt d'une étude permettant la réalisation de structures plus résistantes aux effets engendrés par les sollicitations dues aux séismes.

IV.2.2. Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et de ses dimensions et se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (dans mon cas n'est pas applicable) RPA99/03 Tab 4.1.2).

Par Méthode dynamique qui regroupe :

- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite du matériels de haut technologie, actuellement existe que aux états unie. Séisme Alssento 1940)

La méthode qui convient dans mon cas, est la méthode modale spectrale.

A/ Présentation de la méthode modale spectrale :

Par cette méthode, on cherche pour chacun des modes de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

B/ Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

La structure est classée comme suit :

- En groupe d'usage 2 (RPA 99/03 Art 3.2).
- Un sol de catégorie S2 (sol ferme)
- Dans une zone de moyenne sismicité : Zone IIa.

La structure étudiée fait 29,16m de hauteur est compris l'acrotère, le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité des la charge horizontale.

IV.2.3. Vérifications aux exigences de l’RPA99 modifié en 2003 :

a) *Spectre de réponse de calcul :*

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA 2003 A 4.3.3})$$

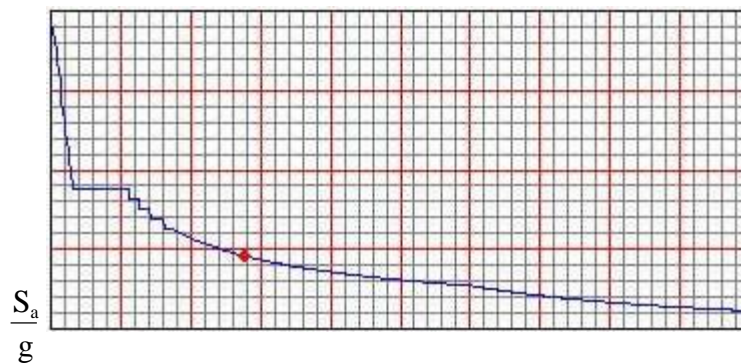


Fig.IV.20: *Spectre de réponse de calcul.*

Avec :

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Q : facteur de qualité de la structure, $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Formule (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (tableau 4-4 du RPA2003)

b) Calcul du facteur de qualité Q :

► Sens longitudinal :

Critère q	Pénalités P _q
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0
3, Régularité en plan	0,05
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau .IV.1: valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

► Sens transversal :

Critère q	Pénalités P _q
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0
3, Régularité en plan	0.05
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau.IV.2: valeurs des pénalités P_q Sens transversal

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$$

Note : D'où la valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable

Qui est : Q =1,05.

➤ Pour ce projet les paramètres à considérer sont :

A= 0,15 [zone IIa. groupe d'usage 2 (RPA 2003tableau 4.1)].

R=5 Mixte portiques/voiles avec interaction [(RPA 2003tableau 4.3)]. R=5 car on a introduit des voiles dans la structure.

T₁= 0,15 s ; T₂= 0,4 s [Site S2 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q = 1,05 ; tous les critères sont vérifiés sauf la régularité en plan dans les deux sens

c/ Nombre de modes à considérer : (RPA99/ 03 Art 4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent ne pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être comme suit :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Dans mon cas, N=9 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \sqrt{09} = 9)$

Donc : K=9 nombre de modes.

d/ Combinaison des réponses modales :

Les réponses des deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement

$\xi_i; \xi_j$ sont considérées comme indépendantes si le rapport

$r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (4-15)$$

Avec :

i et j deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres,

la réponse totale est donnée par : $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$

E : effet de l'action sismique considéré E_i:

valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (4-16)$$

C/ Caractéristiques géométriques de la Structure :

♦ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Etages	masse		centre de masse (m)		centre de torsion (m)		excentricité calculée		excentricité accidentelle	
	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex1	ey1
RDC	296,9512	296,9512	11,494	6,232	11,514	6,773	0,02	0,541	1,185	0,647
ETAGE S	282,1401	282,1401	11,55	6,221	11,521	6,816	-0,029	0,595	1,185	0,647
ETAGE 1	310,7876	310,7876	11,549	6,174	11,514	6,627	-0,035	0,453	1,185	0,647
ETAGE 2	306,1071	306,1071	11,549	6,172	11,508	6,477	-0,041	0,305	1,185	0,647
ETAGE 3	302,1977	302,1977	11,548	6,169	11,503	6,382	-0,045	0,213	1,185	0,647
ETAGE 4	302,1977	302,1977	11,548	6,169	11,5	6,323	-0,048	0,154	1,185	0,647
ETAGE 5	298,1413	298,1413	11,548	6,167	11,498	6,282	-0,05	0,115	1,185	0,647
ETAGE 6	293,506	293,506	11,547	6,136	11,496	6,247	-0,051	0,111	1,185	0,647
ETAGE 7	304,6499	304,6499	11,554	6,224	11,494	6,209	-0,06	-0,015	1,185	0,647
ETAGE 8	11,3714	11,3714	11,7	6,4	11,66	6,332	-0,04	-0,068	1,185	0,647

Tableau.IV.3: Centre de torsion et centre de masse de la structure.

$$e_x < e_{x1} \text{ et } e_y < e_{y1} \implies \text{La condition est vérifiée}$$

D/ l'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion est égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité résultant des plans

a/ Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

-Le RPA impose que :

$$ex1 = 0,05 \times 23,7 = 1,185 \text{ m.}$$

$$ey1 = 0,05 \times 12,95 = 0,647 \text{ m.}$$

b/ Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et aux participations massiques de tous les modes :

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,842101	73,5087	0,0085	0
2	0,697968	73,5189	72,6126	0
3	0,546897	73,5204	72,6202	0
4	0,234128	88,8018	72,6203	0
5	0,185756	88,802	88,9126	0
6	0,14307	88,8022	88,9142	0
7	0,135472	89,2643	88,9213	0
8	0,133058	89,2728	89,441	0
9	0,12226	89,2838	89,4452	0
10	0,103676	94,302	89,4459	0
11	0,082996	94,3037	94,61	0
12	0,065459	94,3044	94,6105	0

Tableau.IV.4 : périodes et participations massiques

Note : La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 11.

E/ Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA 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 déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

Avec:

-A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A= 0,15$

-D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_1=0,15$; $T_2=0,4$ voir le tableau 4.7

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

• $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons des portiques en béton armée avec des remplissages en maçonnerie rigides ($\xi=7\%$) et des voiles ($\xi=10\%$).

$$\xi = 10\%$$

- $\eta = 0,816$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $h_N = 29,16 \text{ m}$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. $C_T = 0,05$

$$T = 0,627 \text{ sec}, \Rightarrow T_2=0.4s \leq T=0,627 \text{ s} \leq 3 \text{ s.}$$

F/ Vérification de la période selon l’RPA 99 / 03 : (Art4.2.4.b.4):

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{etabs} = 0.842 \text{ sec}$

$T = 0,627 \text{ sec.}$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,51$$

- R: le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)
- R = 5

Q : facteur de qualité voir le titre.

$Q_x = Q_y = 1,05$

W : poids total de la structure, donné par ETABS

$W_t = 27570,94 \text{ KN}$

F/ Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par ETABS ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0,80 V$)

Si $0,8V_{max} < V_t$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_{max} / V_t$.

-Résultats de la force sismique à la base :

	$V_{MSE}(V_{max}) \text{ KN}$	$0,8 V_{MSE} \text{ KN}$	$V_{MMS}(V_t) \text{ KN}$	Observation
Séisme sens x-x	1311,41	1049,13	1114,87	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	1311,41	1049,13	1241,10	Condition vérifiée

Tableau.IV.5: Vérification de la résultante des forces sismiques.

G/ Vérification des déplacements :

Il faut vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a/ Déplacement maximal :

► Sens transversal :

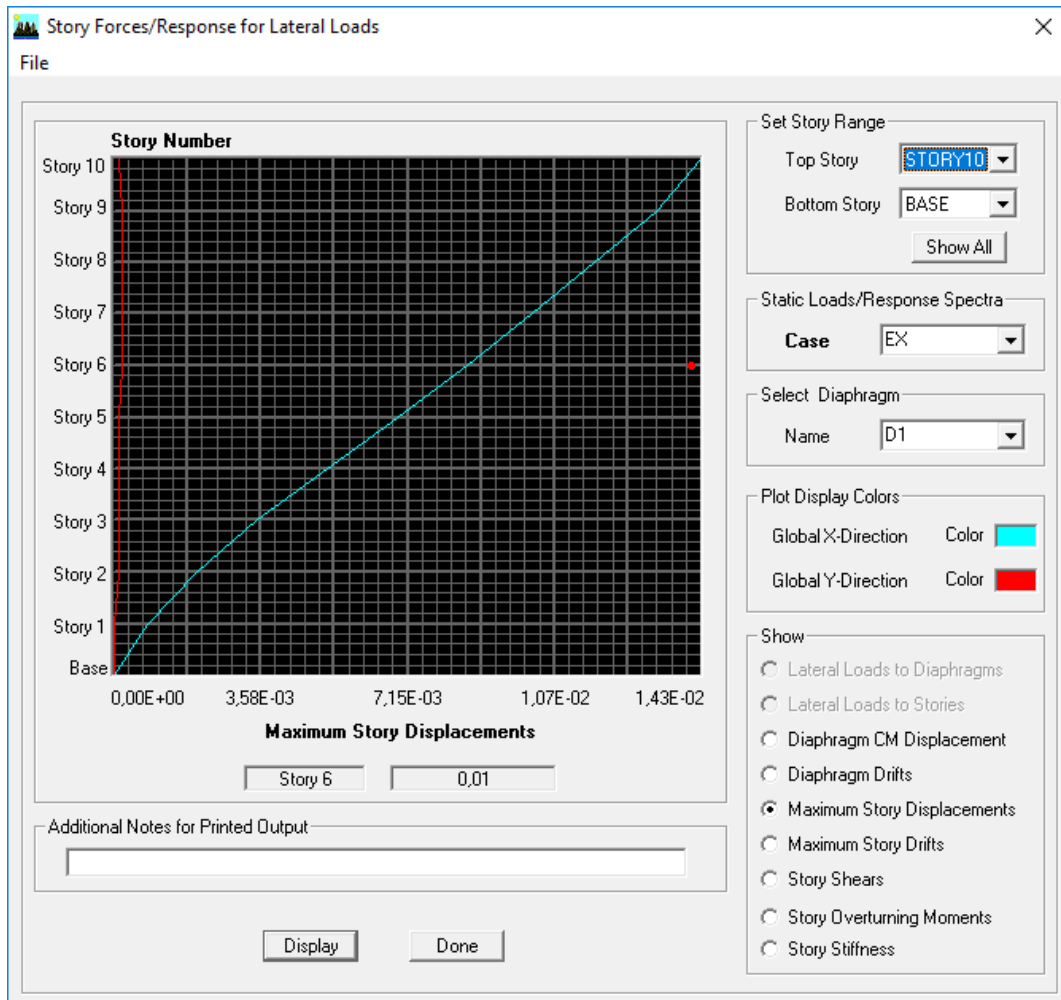


Fig.IV.21: Vérification des déplacements selon E_x

Il faut vérifier que le déplacement maximal que subit la structure valide la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{29,16}{500} = 0.058 \quad \text{Condition vérifiée}$$

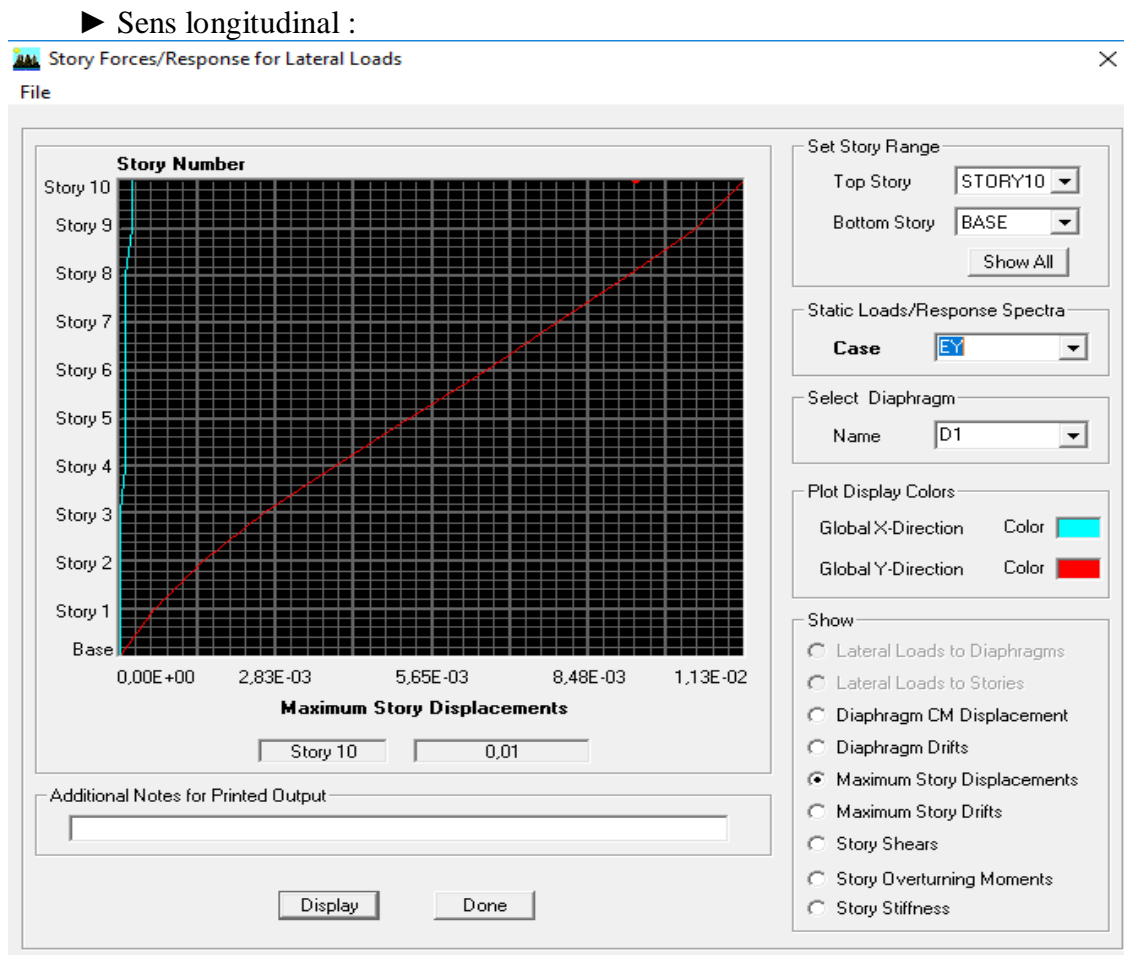


Fig.IV.22 : Vérification des déplacements selon E_y

Il faut vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{29,16}{500} = 0.058 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b/ Le déplacement horizontal :

Chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 (Art 4.43) : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

Avec :

δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_1 (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1}$

Story	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
Etage 8	0,0143	0,0112	0,0012	0,0009	0,0306	OK
Etage 7	0,0131	0,0103	0,0014	0,0012	0,0306	OK
Etage 6	0,0117	0,0091	0,0016	0,0013	0,0306	OK
Etage 5	0,0101	0,0078	0,0016	0,0013	0,0306	OK
Etage 4	0,0085	0,0065	0,0017	0,0013	0,0306	OK
Etage 3	0,0068	0,0052	0,0017	0,0014	0,0306	OK
Etage 2	0,0051	0,0038	0,0016	0,0012	0,0306	OK
Etage 1	0,0035	0,0026	0,0015	0,0011	0,0306	OK
Etage s	0,002	0,0015	0,0013	0,0009	0,0306	OK
RDC	0,0007	0,0006	0,0007	0,0006	0,0408	OK

Tableau.IV.6: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

♦ **Remarque:**

Lors du calcul des déplacements, la valeur du coefficient de comportement R est déjà introduite dans le logiciel ETABS, d'où il n'est pas nécessaire de l'introduire au moment de la modélisation (spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

♦ **Justification Vis a Vis De l'effet P-Δ :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = (P_k \cdot \Delta_k) / (V_k \cdot h_k) \leq 0.10 \quad (\text{RPA99 / Art 5.9})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau

« k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d’étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la

Combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l’étage « k ».

Story	Pk (KN)	Δ_k x (μ)	Δ_k y (μ)	Vk x (m)	Vk y (m)	hk (m)	Θ_k x	Θ_k y	Vérification
Etage 8	127,64	0,0012	0,0009	16,86	18,89	3,06	0,001987	0,001987	OK
Etage 7	3377,5	0,0014	0,0012	293,41	323,87	3,06	0,00409	0,00409	OK
Etage 6	6314,42	0,0016	0,0013	482,31	536,01	3,06	0,005005	0,005005	OK
Etage 5	9330,91	0,0016	0,0013	624,71	699,01	3,06	0,005671	0,005671	OK
Etage 4	12347,39	0,0017	0,0013	749,78	842,97	3,06	0,006223	0,006223	OK
Etage 3	15363,88	0,0017	0,0014	857,64	965,41	3,06	0,007281	0,007281	OK
Etage 2	18472,16	0,0016	0,0012	947,25	1063,09	3,06	0,006814	0,006814	OK
Etage 1	21580,45	0,0015	0,0011	1026,62	1146,5	3,06	0,006766	0,006766	OK
Etage S	24400,6	0,0013	0,0009	1084,68	1208,01	3,06	0,005941	0,005941	OK
RDC	27570,94	0,0007	0,0006	1114,87	1241,09	4,08	0,003267	0,003267	OK

Tab.IV.7 : Justification Vis-à-vis De l’effet P- Δ dans les deux Sens

D’où θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « 0,1 . h_k ».

Donc l’effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

IV.2.4. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

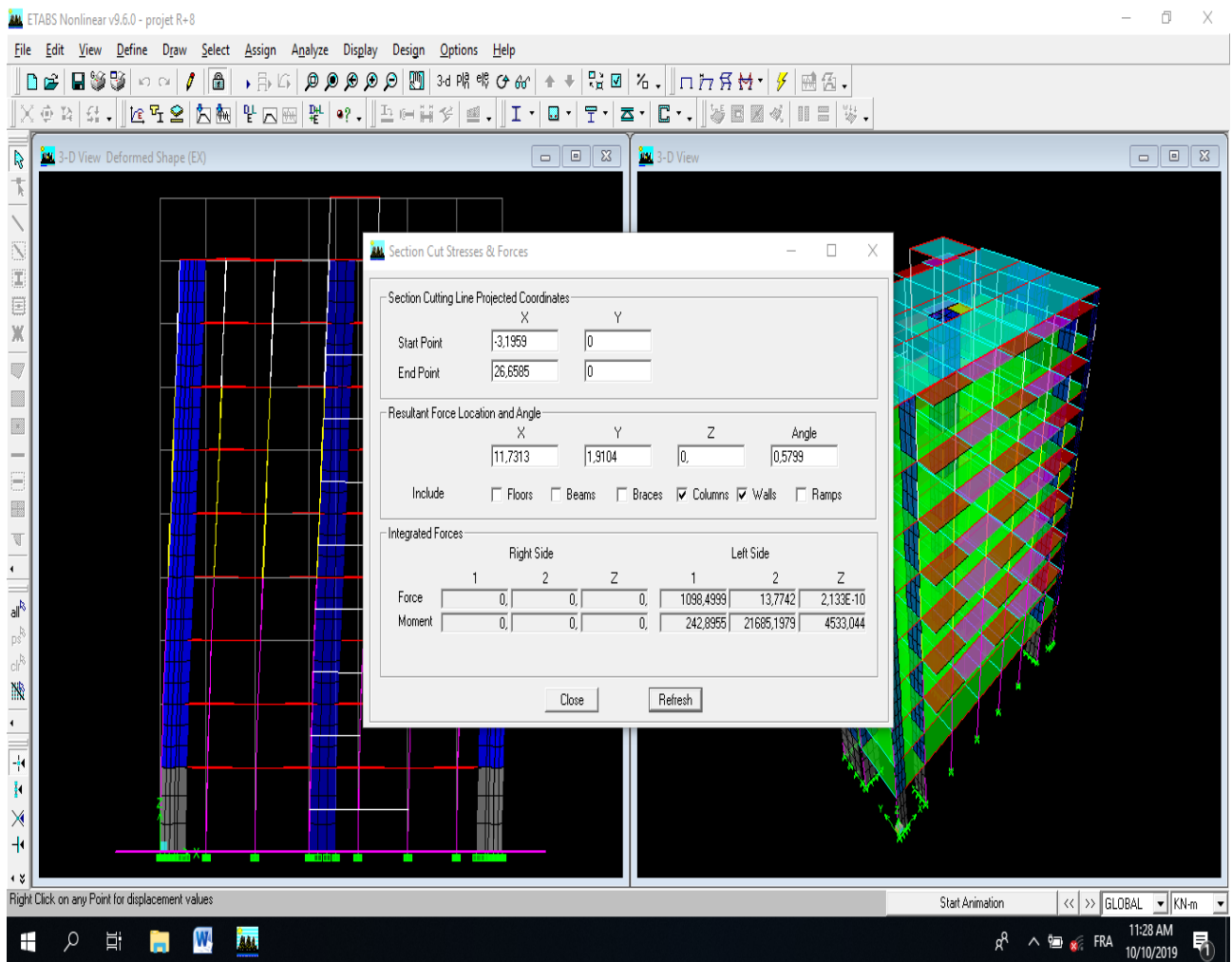
On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display \longrightarrow show Deformed shape Load \longrightarrow Ex spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw \longrightarrow Draw Section Cut

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-1) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case columns et on clique sur refresh comme indiqué sur l'image suivante :

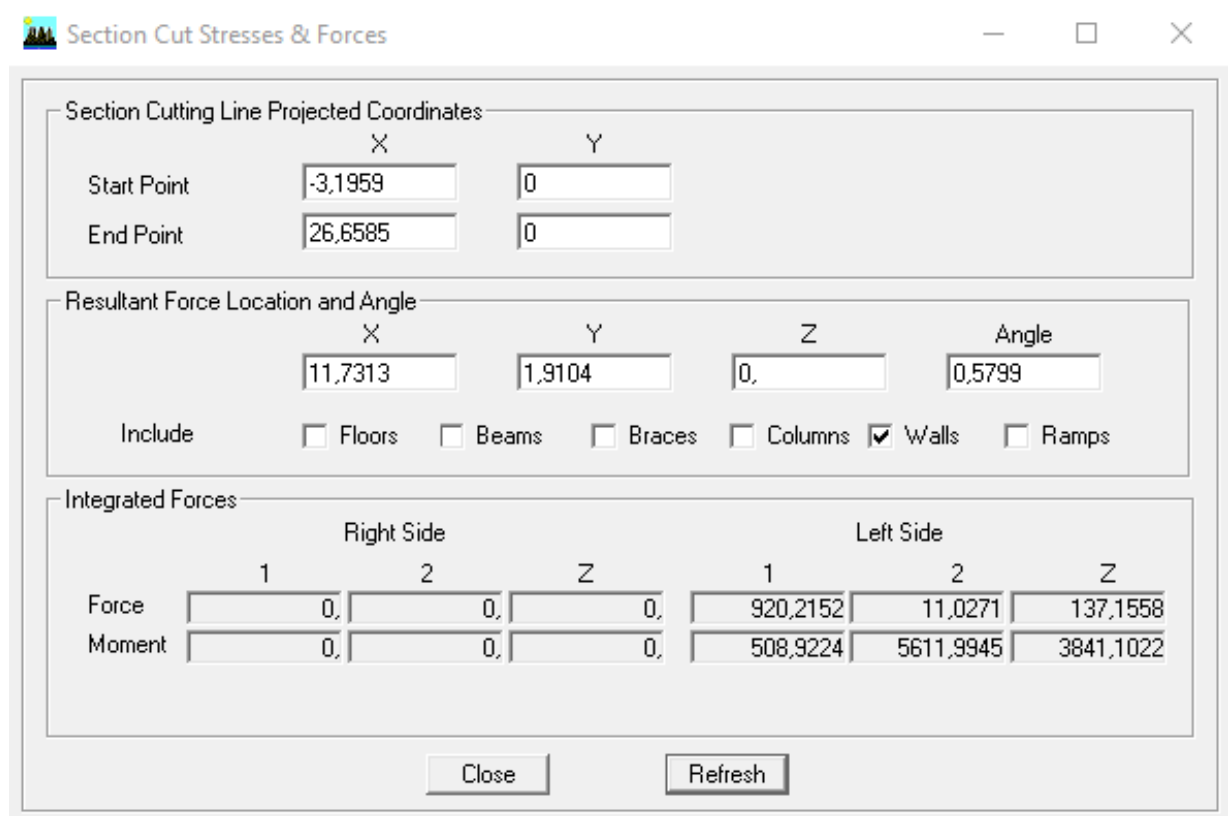


Fig.IV.23 : type de contreventement

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

➤ **Récapitulatif des résultats :**

<i>Unités</i>	<i>Forces reprises par les voiles et poteaux</i>		<i>Force reprises par les voiles uniquement</i>	
	<i>[KN]</i>	<i>[%]</i>	<i>[KN]</i>	<i>[%]</i>
<i>Sens Ex</i>	1097,89	100	919,59	83,75
<i>Sens Ey</i>	1222,89	100	1091,38	89,25
<i>ELU</i>	42693,54	100	16369	38,34

Tableau.IV.8 : Résultat des forces reprises par voiles

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voile.
 Donc le coefficient de comportement R= 3,5

Données à introduire dans le logiciel avec le nouveau coefficient de comportement R. :

- **Zone :** IIA (Zone de moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- **Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement :** R=3,5. (voile)
- **Site :** S2 (site ferme)

- **Facteur de qualité (Q):** $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$; Q=1,05



- Ouvrir l'application en cliquant sur l'icone :

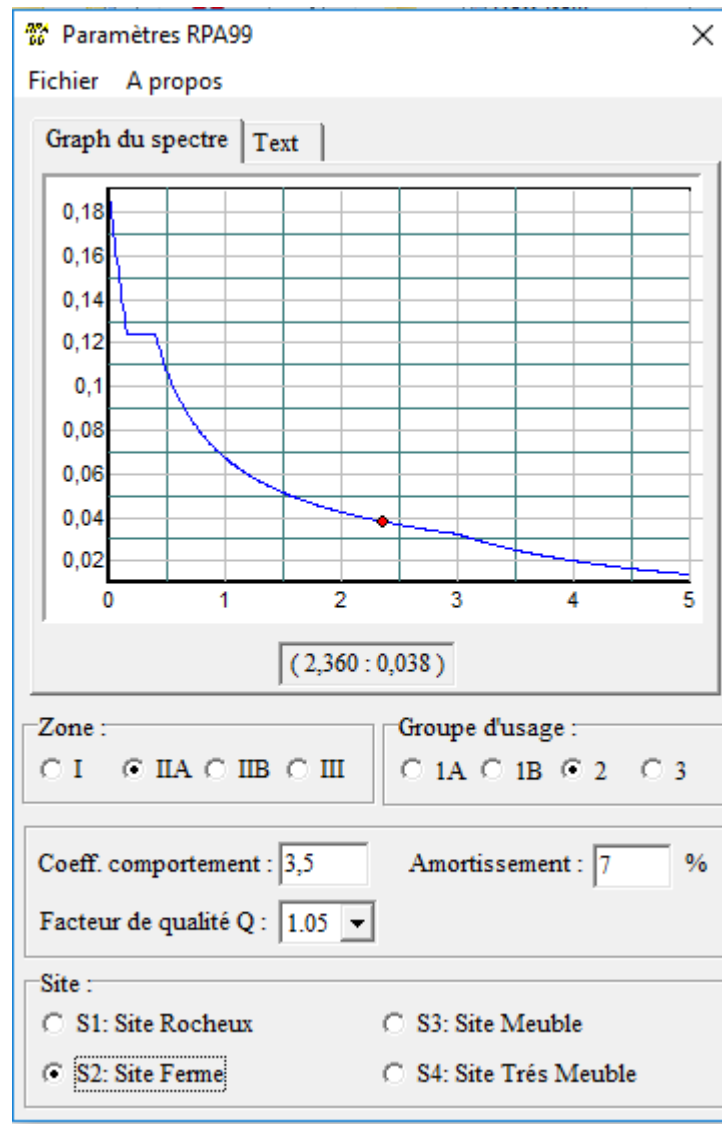


Fig.IV.24 : le spectre de réponse

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text et puis on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS par :

Define \Rightarrow Response Spectrum Functions (ou ) \Rightarrow Add Spectrum from file

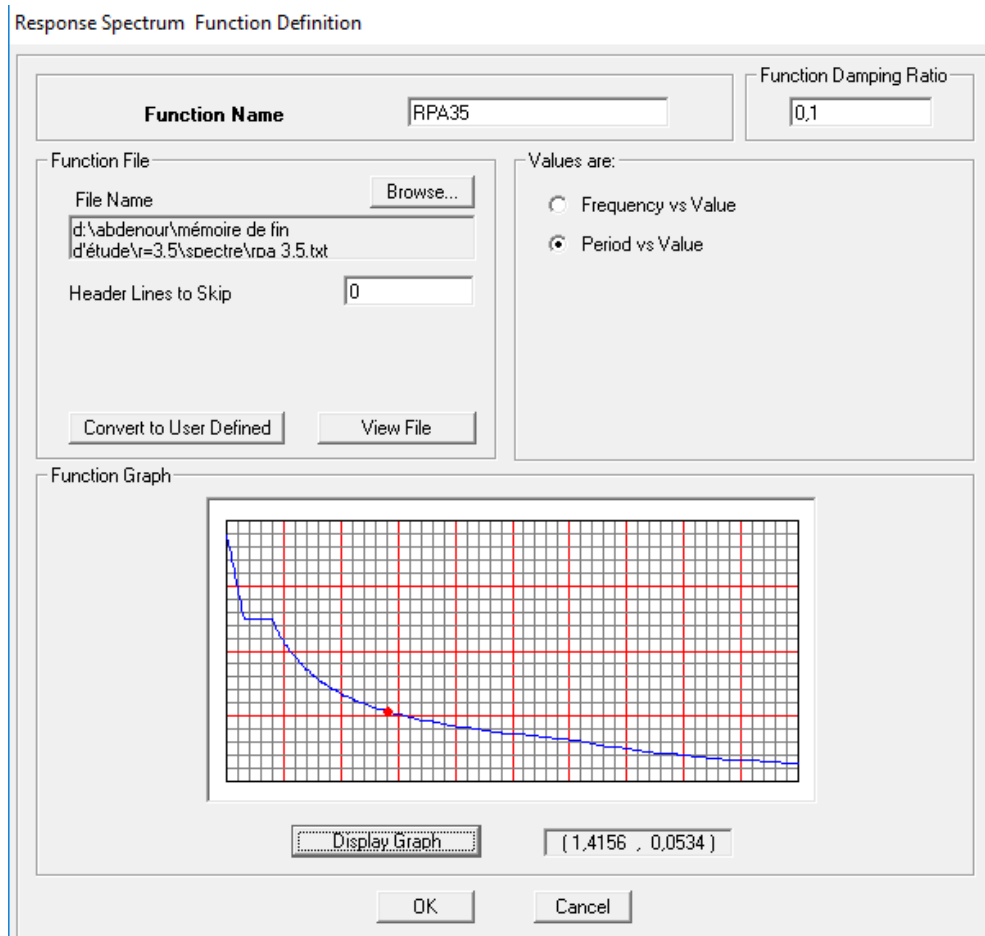


Fig.IV.25: Introduction du spectre de réponse

IV. Méthode de calcul :

Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_i' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

IV.3.1. Vérification de la période selon l’RPA 99 / 03 (Art4.2.4.b.4):

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{etabs} = 0.842 \text{ sec} ; T = 0,627\text{sec.}$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,51$$

- R = 3,5

Q : facteur de qualité voir le titre.

$Q_x = Q_y = 1,05$

W : poids total de la structure, donné par ETABS

$W_t = 27570,94 \text{ KN}$

IV.3.2. Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par ETABS ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0,80 V$)

Si $0,8V_{max} < V_t$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_{max} / V_t$.

-Résultats de la force sismique à la base :

	$V_{MSE}(V_{max}) \text{ KN}$	$0,8 V_{MSE} \text{ KN}$	$V_{MMS}(V_t)\text{KN}$	Observation
Séisme sens x-x	1873,44	1498,75	1568,92	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	1873,44	1498,75	1747,07	Condition vérifiée

Tableau.IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.3.3. Vérification des déplacements :

Il faut vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a/ Déplacement maximal :

► Sens transversal :

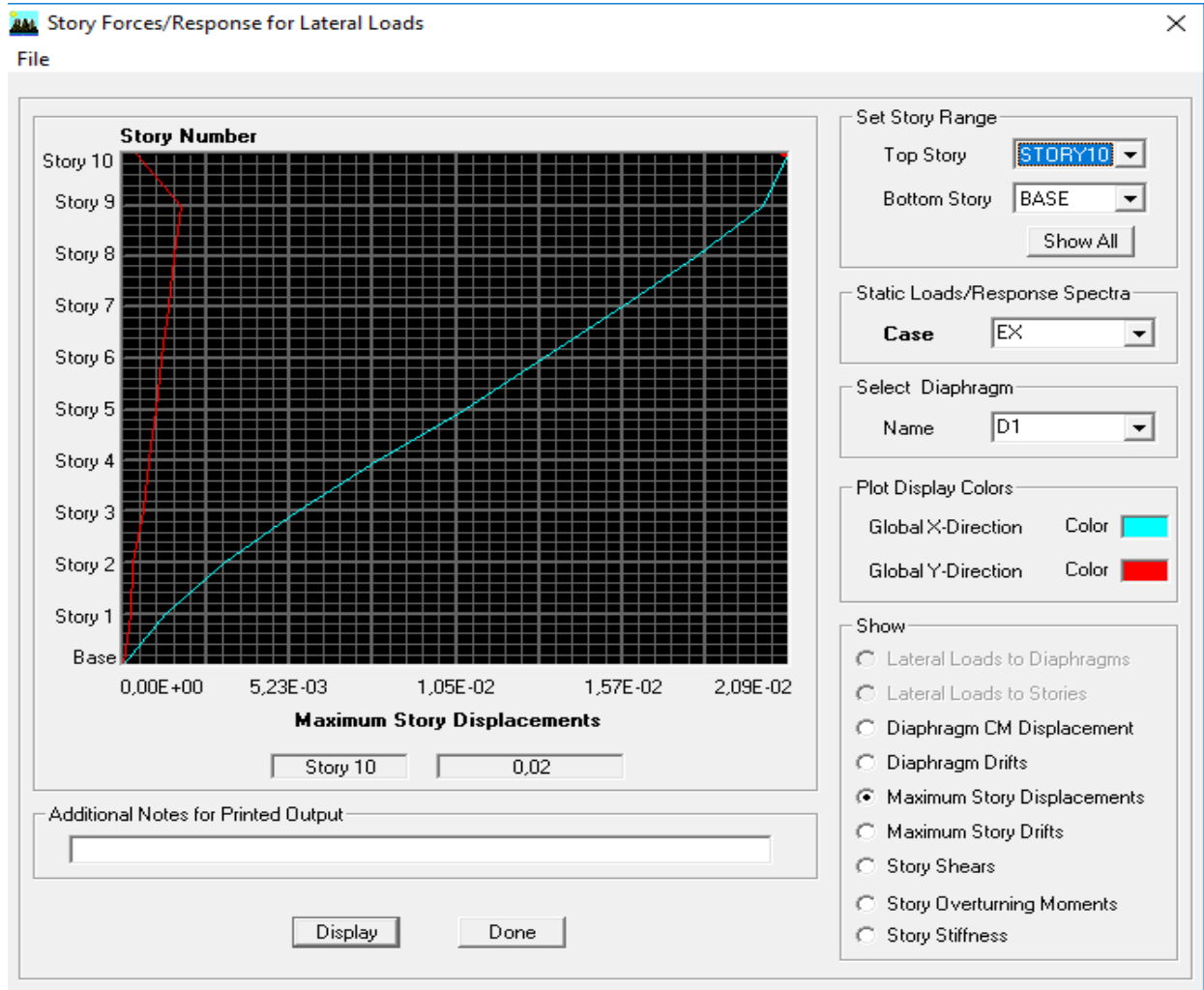


Fig.IV.26: Vérification des déplacements selon E_x

Il faut vérifier que le déplacement maximal que subit la structure valide la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{29,16}{500} = 0.058 \quad \text{Condition vérifiée}$$

► Sens longitudinal :

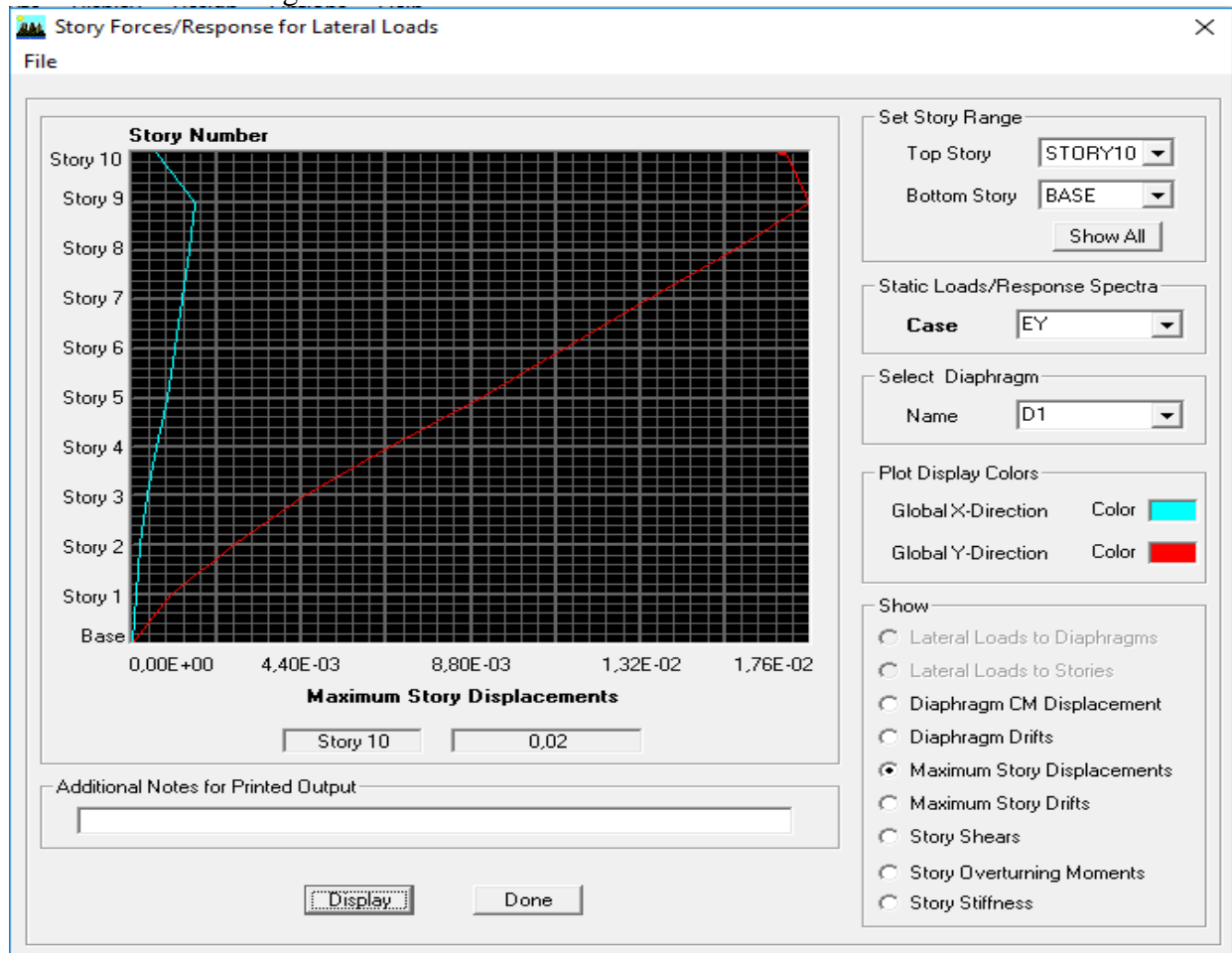


Fig.IV.27 : Vérification des déplacements selon E_y

Il faut vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{29,16}{500} = 0.058 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.4. Le déplacement horizontal :

Chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 (Art 4.43) : $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$

Avec :

δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_1 (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1}$

Story	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
Etage 8	0,0207	0,0167	0,0016	0,0014	0,0306	OK
Etage 7	0,0191	0,0153	0,0021	0,0018	0,0306	OK
Etage 6	0,017	0,0135	0,0022	0,0018	0,0306	OK
Etage 5	0,0148	0,0117	0,0023	0,0019	0,0306	OK
Etage 4	0,0125	0,0098	0,0025	0,002	0,0306	OK
Etage 3	0,01	0,0078	0,0024	0,002	0,0306	OK
Etage 2	0,0076	0,0058	0,0024	0,0019	0,0306	OK
Etage 1	0,0052	0,0039	0,0022	0,0017	0,0306	OK
Etage s	0,003	0,0022	0,0018	0,0013	0,0306	OK
RDC	0,0012	0,0009	0,0012	0,0009	0,0408	OK

Tableau.IV.9: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

♦ **Remarque:**

Lors du calcul des déplacements, la valeur du coefficient de comportement R est déjà introduite dans le logiciel ETABS, d'où il n'est pas nécessaire de l'introduire au moment de la modélisation (spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

IV.3.5. Justification Vis a Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = (P_k \cdot \Delta_k) / (V_k \cdot h_k) \leq 0.10 \quad (\text{RPA99 / Art 5.9})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau

« k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d’étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la

Combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l’étage « k ».

Story	Pk (KN)	Δ_k x (μ)	Δ_k y (μ)	Vk x (m)	Vk y (m)	hk (m)	Θ_k x	Θ_k y	Vérification
Etage 8	127,64	0,0016	0,0014	23,33	25,24	3,06	0,002314	0,002314	OK
Etage 7	3377,5	0,0021	0,0018	406,25	446,67	3,06	0,004448	0,004448	OK
Etage 6	6314,42	0,0022	0,0018	675,17	749,68	3,06	0,004955	0,004955	OK
Etage 5	9330,91	0,0023	0,0019	877,54	983,05	3,06	0,005894	0,005894	OK
Etage 4	12347,39	0,0025	0,002	1049,78	1181,76	3,06	0,006829	0,006829	OK
Etage 3	15363,88	0,0024	0,002	1199,14	1351,26	3,06	0,007431	0,007431	OK
Etage 2	18472,16	0,0024	0,0019	1328,09	1493,14	3,06	0,007682	0,007682	OK
Etage 1	21580,45	0,0022	0,0017	1442,68	1614,72	3,06	0,007425	0,007425	OK
Etage S	24400,6	0,0018	0,0013	1524,48	1700,28	3,06	0,006097	0,006097	OK
RDC	27570,94	0,0012	0,0009	1568,92	1747,07	4,08	0,003481	0,003481	OK

Tableau.IV.10 : Justification Vis-à-vis De l’effet P- Δ dans les deux Sens

D’où θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « 0,1 . h_k ».

Donc l’effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

IV.3.6. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display \longrightarrow show Deformed shape Load \longrightarrow Ex spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw, \longrightarrow Draw Section Cut

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	1568,9169	14,5177	3,070E-10
Moment	0,	0,	0,	277,9538	30860,0928	7817,3153

Ensuite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force-1) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case columns et on clique sur refresh comme indiqué sur l'image suivante :

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

➤ **Récapitulatif des résultats :**

<i>Unités</i>	<i>Forces reprises par les voiles et poteaux</i>		<i>Force reprises par les voiles uniquement</i>	
	<i>[KN]</i>	<i>[%]</i>	<i>[KN]</i>	<i>[%]</i>
<i>Sens Ex</i>	<i>1568,83</i>	<i>100</i>	<i>1314,46</i>	<i>83,78</i>
<i>Sens Ey</i>	<i>1743,33</i>	<i>100</i>	<i>1555,84</i>	<i>89,24</i>
<i>ELU</i>	<i>42693,54</i>	<i>100</i>	<i>16369,91</i>	<i>38,34</i>

Tableau.IV.9 : Résultat de forces reprises par voiles

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

Chapitre V

Ferraillages des éléments structuraux

V.1.Ferrailage des poteaux :**V.1.1. Introduction**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées :

a-	1.35 G + 1.5 Q	ELU (BAEL)
	G + Q	ELS (BAEL)
b-	G + Q + 1.2 E	RPA 2003
	0.8 G + E	RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

V.1.2.Recommandation du RPA 2003 :**a/ Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x sections du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 3 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 48\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0,03 \times 35 \times 35 = 36,75\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0,03 \times 30 \times 30 = 27\text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
($L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).)

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

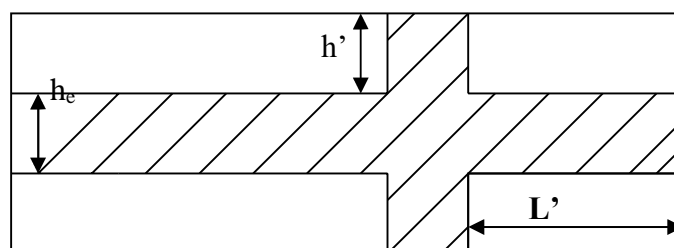


Fig.V.1: La zone nodale

La zone nodale est définie par L' et h'.

$$L' = 2h'$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

(h₁ ; b₁): section de poteau

h_e : hauteur d'étage

b/ Les armatures transversales

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u: Effort tranchant de calcul.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h: Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g: L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f: La longueur de flambement des poteaux.

S_t: espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

2/ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

3/ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

(Φ > 12mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ_{min}.

Etape de calcul des armatures longitudinales

1/ Etape de calcul en flexion composée:

♦ Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} c$, Alors la section est partiellement comprimée

- ◆ Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$, Alors la section est entièrement comprimée,

Donc, il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

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

- ◆ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

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

si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = A_1 + \frac{N}{\sigma_s}$$

- ◆ Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc Vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- ◆ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_1' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

- ◆ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_s = 0$$

$$A_s = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \cdot h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

V.1.3. Vérification à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

1/ État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire, car la fissuration est peu nuisible.

2/ Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

◆ Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta(A_s + A')$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

-Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \sigma_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée. $B_0 = b \cdot h + 15 A_s$

◆ Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec : $p = -3c^2 - \frac{90 \cdot A'_s}{b}(c - c') + \frac{90 \cdot A_s}{b}(d - c)$

$$q = -2^3 - \frac{90 \cdot A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90 \cdot A_s}{b}(d - c)^2$$

$$c = h/2 - c$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Ferrailage des poteaux

► **Poteaux transversaux (y- y)**

Ni	Nu (KN)	Mu (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix des barres
RDC E-S 2 3	N _{max} = -1477,4	M _{cor} = 4,7	40	SEC	0	0	12,08	14,19	4 HA 16 + 4 HA 14
	N _{min} = -112,38	M _{cor} = -4,785	X	SEC	0	0		14,19	
	N _{cor} = -1149,02	M _{max} = -36,68	40	SEC	0	0		14,19	
4 5 6	N _{max} = -828,22	M _{cor} = -0,481	35	SPC	0	0	9,8	12,31	8 HA 14
	N _{min} = -43,62	M _{cor} = -4,205	X	SEC	0	0		12,31	
	N _{cor} = -315,31	M _{max} = -32,261	35	SEC	0	0		12,31	
7 8	N _{max} = -313,04	M _{cor} = -0,953	30	SEC	0	0	7,2	10,67	4 HA 14 + 4 HA 12
	N _{min} = -1,75	M _{cor} = -1,357	X	SEC	0,08	0		10,67	
	N _{cor} = -176,21	M _{max} = -30,031	30	SEC	0	0		10,67	

Tableau.V.1: Ferrailage des poteaux transversaux

► **Poteaux longitudinaux (x-x):**

Ni	N (KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
RDC E-S 2 3	N _{max} = -1477,4	M _{cor} = -9,342	40	SEC	0	0	12,08	14,19	4 HA 16 + 4 HA 14
	N _{min} = -112,38	M _{cor} = 0,014	X	SPC	0	0		14,19	
	N _{cor} = -577,42	M _{max} = -26,243	40	SEC	0	0		14,19	
4 5 6	N _{max} = -828,22	M _{cor} = -3,389	35	SEC	0	0	9,8	12,31	8 HA 14
	N _{min} = -43,62	M _{cor} = -0,039	X	SEC	0	0		12,31	
	N _{cor} = -292,35	M _{max} = -33,378	35	SEC	0,22	0		12,31	
7 8	N _{max} = -313,04	M _{cor} = 0,083	30	SPC	0	0	7,2	10,67	4 HA 14 + 4 HA 12
	N _{min} = -1,75	M _{cor} = -0,483	X	SEC	0,01	0		10,67	
	N _{cor} = -135,72	M _{max} = -26,688	30	SEC	0,1	0		10,67	

Tableau.V.2 : Ferrailage des poteaux longitudinaux

Situation	Béton			Acier (type FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_{st} (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau.V.3: Caractéristiques mécanique des matériaux.

V.1.4.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.
- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_1^{max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33\text{mm, soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

- Espacement des armatures

-En zone nodale :

$$S \leq \min(10\Phi^{min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 1.2 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

- Vérification de la quantité d'armatures

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}; l_f = 0,7 \cdot h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,856}{0,40} = 7,14$$

En zone nodale :

$$A_{min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,80 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Avec : $\lambda_g = 7,14 > 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075$

V.1.5. Armatures transversales et vérification au cisaillement :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Niv	V_u	λ_g	ρ_a	h	ρ_b	A_t	A_{ad}	S_t	τ_b	τ_{bu}	Ob	
RDC	23,24	7,14	2,5	40	0,075	0,363	4HA8 = 2.01 cm ²	St = 10 cm	0,157	1.875	Vérifiée	
E-S 2 3	23,64	5,35	2,5	40	0,075	0,369			0,159	1.875		
4 5 6	21,98	6,12	2,5	35	0,075	0,392			St=10cm	0,192		1.875
7 8	21,42	7,14	2,5	30	0,075	0,446			St=10cm	0,264		1.875

Tableau.V.4: vérification au cisaillement des armatures transversales

Niv	V_u	λ_g	ρ_a	h	ρ_b	A_t	A_{ad}	S_t	τ_b	τ_{bu}	Ob	
RDC	23,24	7,14	2,5	40	0,075	0,544	4HA8 = 2.01 cm ²	St = 15 cm	0,005	1.875	Vérifiée	
E-S 2 3	23,64	5,35	2,5	40	0,075	0,554			0,029	1.875		
4 5 6	21,98	6,12	2,5	35	0,075	0,588			St=15cm	0,034		1.875
7 8	21,42	7,14	2,5	30	0,075	0,669			St=15cm	0,034		1.875

Tableau.V.5: vérification au cisaillement des armatures transversales

V.1.6. Vérification à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\zeta_{bc} \leq \zeta_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \zeta_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

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 :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} + 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \text{arc cos}\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 A_s d - y^2 + A' y - d'^2$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_2}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b.h + 15 A_s + A'_s$$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5 - d') - A_s (d - 0.5)}{b + 15 A_s + A'_s}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_s - X_G) (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_s - X_G) (\frac{h}{2} + X_G)}{I} \text{ Sur la fibre inférieure.}$$

En fin ; on vérifie : $\max (\sigma_{sup} , \sigma_{sup}) \leq \sigma_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

-Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

► **Poteaux transversaux (y- y)**

N_i	N_s (KN)	M_s (KN.m)	$e_s = \frac{M_s}{N_s}$	$h/6$ (m)	obs	A_{min} cm ²	A_{adopt} (cm ²)	Vérif
RDC E-S 2 3	$N_{max} = -1044,28$	$M_{cor} = -6,268$	0,006	0,066	SEC	4,65	14,19	OK
	$N_{min} = -156,25$	$M_{cor} = 0,005$	0,00032		SEC	4,4	14,19	
	$N_{cor} = -420,65$	$M_{max} = -19,005$	0,045		SEC	9,4	14,19	
4 5 6	$N_{max} = -587,3$	$M_{cor} = -2,056$	0,0035	0,058	SEC	3,45	12,31	OK
	$N_{min} = -60,57$	$M_{cor} = -0,065$	0,001		SEC	3,36	12,31	
	$N_{cor} = -213,37$	$M_{max} = -27,257$	0,012		SEC	3,82	12,31	
7 8	$N_{max} = -227,11$	$M_{cor} = -0,049$	0,0002	0,05	SEC	2,41	10,67	OK
	$N_{min} = -1,75$	$M_{cor} = -0,483$	0,276		SPC	0,66	10,67	
	$N_{cor} = -99,73$	$M_{max} = -20,877$	0,02		SEC	3,35	10,67	

Tableau.V.6: Ferraillage des poteaux transversaux

► Poteaux longitudinaux (x-x):

Ni	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$e_s = Ms/Ns$	h/6 (m)	obs	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	Choix des barres
RDC E-S 2 3	$N_{max} = -1044,28$	$M_{cor} = 3,45$	0,0035	0,066	SEC	4,53	14,19	OK
	$N_{min} = -156,25$	$M_{cor} = -7,319$	0,046		SEC	9,74	14,19	
	$N_{cor} = -833,49$	$M_{max} = -26,591$	0,032		SEC	6,68	14,19	
4 5 6	$N_{max} = -587,3$	$M_{cor} = 0,026$	0,00042	0,058	SEC	3,34	12,31	OK
	$N_{min} = -60,57$	$M_{cor} = -6,434$	0,106		SPC	-1,14	12,31	
	$N_{cor} = -229,55$	$M_{max} = -23,126$	0,1		SPC	-1,51	12,31	
7 8	$N_{max} = -227,11$	$M_{cor} = -0,793$	0,0035	0,05	SEC	2,51	10,67	OK
	$N_{min} = -1,75$	$M_{cor} = -1,357$	0,775		SPC	0,88	10,67	
	$N_{cor} = -128,96$	$M_{max} = -21,63$	0,167		SPC	0,37	10,67	

Tableau.V.7: Ferrailage des poteaux longitudinaux

Conclusion :

Après tout calcul fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

- Poteaux (40x40) : 4HA16+4HA14
- Poteaux (35x35) : 8HA14
- Poteaux (30x30) : 4HA12+4HA14
- Pour les armatures transversales on opte pour les HA8.

Les résultats des sections d'armature dans les tableaux qui suivent sont donnés par le logiciel SOCOTEC.

- Exemple de calcul donné par SOCOTEC:
 - on introduit les données : N, M, b, h, Fe, afin d'obtenir les sections adéquates.

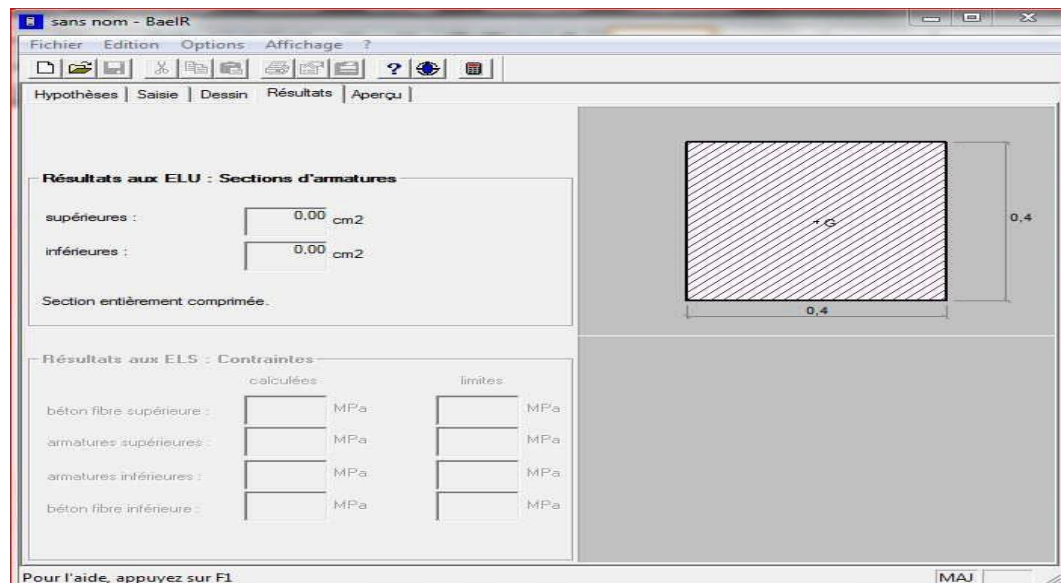
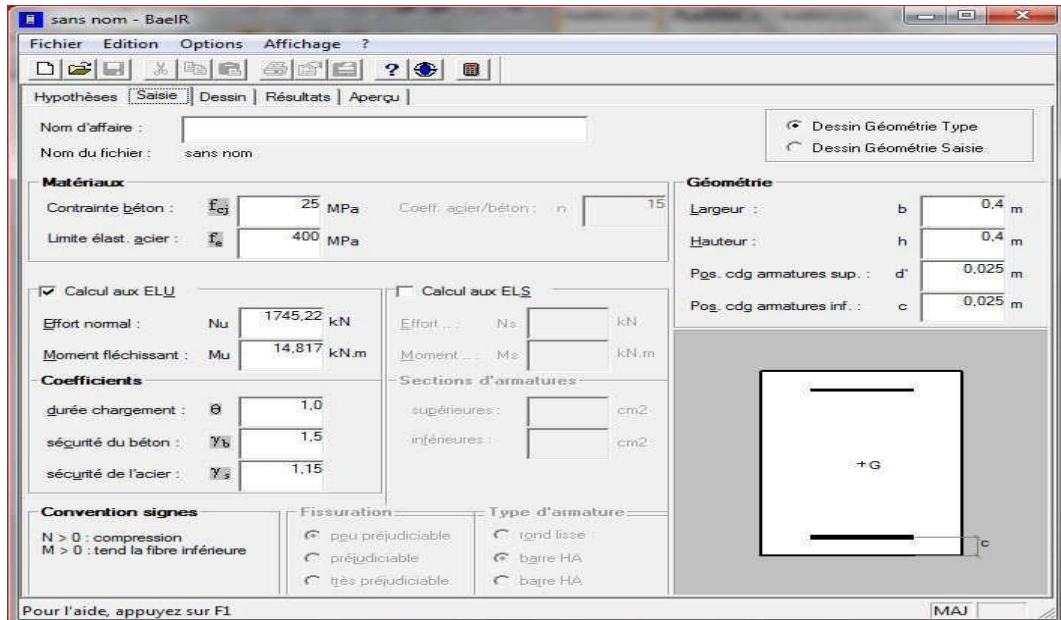


Fig.V.2: Introduction des données dans SOCOTEC

Remarque :

En ce qui concerne les plans de ferrailage, voir la fin du dernier chapitre

V.2.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

V.2.1.Recommandation de RPA Pour le ferrailage des poutres :**a/ Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de: 0,5% en toute section.

-Poutre principales de (30× 40): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$.

-Poutre secondaire de (25× 35): $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375\text{cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-Poutres principales de (30× 40):

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

-Poutres secondaires de (25× 35):

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b/ Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

Avec : $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées de 5 à 7cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

◆ Les situations à considérer :

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables des situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

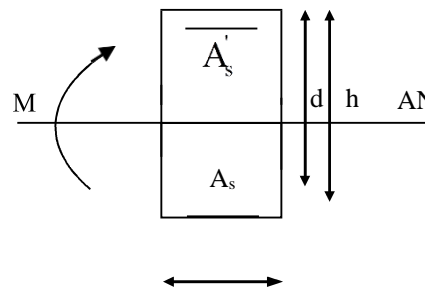
Tableau.V.8: Valeurs des valeurs a l'ELU

V.2.2. Etapes de calcul à L'ELU :

1/ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$$

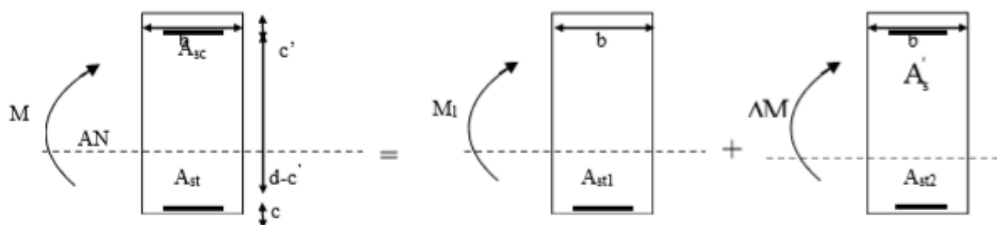


2/ Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$As = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que}$$

$\mu_b \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M - M_1$$

$$\text{Finalement : } A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

A/ Ferraillage des poutres principale

1) En travée:

Niveau	comb	M_{max} (KN.m)	μ	abs	β	A_s^2 (cm)	C.N.F	Ferraillage	A_s Adoptée (cm ²)
8 ^{ème}	ELU	50,114	0,0317	SSA	0.984	3,955	1,34	3HA14	4,62
7 ^{ème}	ELU	37,135	0,023	SSA	0.988	2,919			
6 ^{ème}	ELU	36,677	0,023	SSA	0.988	2,883			
5 ^{ème}	ELU	36,195	0,023	SSA	0.988	2,845			
4 ^{ème}	ELU	36,033	0,0228	SSA	0.989	2,830			
3 ^{ème}	ELU	35,778	0,0226	SSA	0.989	2,810			
2 ^{ème}	ELU	34,854	0,0221	SSA	0.989	2,737			
Serv	ELU	37,505	0,0237	SSA	0.988	2,948			
RDC	ELU	37,975	0,024	SSA	0.988	2,985			

Tableau .V.9: Ferraillage des poutres principales.

2) En appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KN.m)	μ	abs	β	A_s^2 (cm)	C.N.F	Ferraillage	A_s Adoptée (cm ²)
8 ^{ème}	ELU	89,61	0,057	SSA	0.9715	7,164	1,34	3HA16 + 2HA12	8,29
7 ^{ème}	ELU	85,97	0,055	SSA	0.9715	6,873			
6 ^{ème}	ELU	81,97	0,052	SSA	0.973	6,543			
5 ^{ème}	ELU	79,62	0,051	SSA	0.9735	6,352			
4 ^{ème}	ELU	76,062	0,048	SSA	0.975	6,059			
3 ^{ème}	ELU	70,154	0,045	SSA	0.9765	5,580			
2 ^{ème}	ELU	65,789	0,042	SSA	0.979	5,219			
1 ^{er}	ELU	64,941	0,041	SSA	0.9795	5,149			
RDC	ELU	62,264	0,040	SSA	0.980	4,934			

Tableau .V.10 : Ferraillage des poutres principales.

B/ Ferrailage des poutres Secondaire**1) Aux appuis :**

Niveau	M_{max} (KN.m)	μ	abs	β	A_s ² (cm)	C.N.F	Ferrailage	A_s Adoptée (cm ²)
8 ^{ème}	51,156	0,0450	SSA	0.987	4,654	0,96	3HA16	6,03
7 ^{ème}	59,51	0,0524	SSA	0.973	5,492			
6 ^{ème}	56,446	0,0497	SSA	0.9745	5,201			
5 ^{ème}	54,126	0,0476	SSA	0.9755	4,983			
4 ^{ème}	48,085	0,0423	SSA	0.979	4,411			
3 ^{ème}	41,631	0,0366	SSA	0.982	3,807			
2 ^{ème}	36,761	0,0324	SSA	0.984	3,355			
1 ^{er}	28,712	0,0253	SSA	0.9875	2,611			
RDC	20,021	0,0176	SSA	0.9915	1,813			

Tableau.V.11 : Ferrailage des poutres secondaires.**2) En travée :**

Niveau	M_{max} (KN.m)	μ	abs	β	A_s ² (cm)	C.N.F	ferrailage	A_s (cm ²) adoptée
8 ^{ème}	26,39	0,0232	SSA	0.9885	2,397	0,96	3HA16	6,03
7 ^{ème}	27,50	0,0242	SSA	0.988	2,499			
6 ^{ème}	27,70	0,0244	SSA	0.988	2,518			
5 ^{ème}	29,67	0,0261	SSA	0.987	2,699			
4 ^{ème}	25,71	0,0226	SSA	0.989	2,334			
3 ^{ème}	23,24	0,0205	SSA	0.990	2,108			
2 ^{ème}	21,9	0,0193	SSA	0.9905	1,985			
1 ^{er}	17,035	0,0150	SSA	0.9925	1,541			
RDC	10,717	0,0094	SSA	0.9955	0,967			

Tableau.V.12: Ferrailage des poutres secondaires

V.2.3. Vérifications à l'ELU**V.2.3.1. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \leq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutre principale de (30X40) : $A_s \leq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$

D'ou $A_s = 7,16 > A_{min} = 1,34 \Rightarrow$ Condition vérifiée

-Poutres secondaires de (30x35):

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

D'ou $A_s = 5,79 > A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

V.2.3.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant: (BAEL91.art A.5.1)

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_u »

T^{\max} : Effort tranchant max à l'ÉLU

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd},$$

-Poutres principales

$$\tau_u = \frac{101,47 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,37} = 0,914 \text{ MPA}$$

-Poutres secondaires

$$\tau_u = \frac{74,28 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 0,32} = 0,928 \text{ MPA}$$

a/ Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peut nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = 4,35 \text{ MPA}$$

-Poutres principales $\tau_u = 0,914 \text{ MPA} < 4,35 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

-Poutres secondaires $\tau_u = 0,928 \text{ MPA} < 4,35 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

b/ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(BAEL91.art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui :

$$T_u = \frac{M_u}{0,9d} > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$\text{-Poutres principales : } 101,47 - \frac{89,61}{0,9 \times 0,37} = -167,62 < 0$$

$$\text{-Poutres secondaires : } 74,28 - \frac{59,51}{0,9 \times 0,325} = -97,62 < 0$$

Remarque :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c/ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma} \dots \dots \dots \text{(BAEL91.art A. 5.1.32)}$$

$$\text{- Poutres principales : } T_u = 101,47 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ kN}$$

$$\text{-Poutres secondaires : } T_u = 74,28 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480 \text{ kN}$$

d/ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : BAEL 91 Art A.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 2,83$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{max}}{0,9.d \sum U_i} ; \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

♦ Poutres principales :

$$3\text{HA}16+2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 22,61\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{101,47 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,37 \cdot 0,2261} = 1,347 < \tau_{se} = 2,83 \quad \text{condition vérifiée}$$

♦ Poutres secondaires :

$$3\text{HA}16 \Rightarrow \sum U_i = 15,07\text{cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{74,28 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,32 \cdot 0,1507} = 1,71 < \tau_{se} = 2,83 \quad \text{condition vérifiée}$$

e/ Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2,835$$

• Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,33\text{cm}$.

• Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38\text{cm}$.

• Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,44\text{cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

• Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16,93\text{cm}$.

• Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75\text{cm}$.

• Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22,58\text{cm}$.

V.2.4.Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{h}\right) = \min(11,42 ; 12 ; 7,5)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t=4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

V.2.4.1.Calcul des espacements:

◆ Poutre principale :

➤ Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right)$

Soit $S_t=10\text{cm}$.

➤ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Soit $S_t=15\text{cm}$

◆ Poutre secondaire :

➤ Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right)$

Soit $S_t=8\text{cm}$.

➤ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Soit $S_t=15\text{cm}$

a/ Délimitation de la zone nodale :

$L'=2 \times h$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

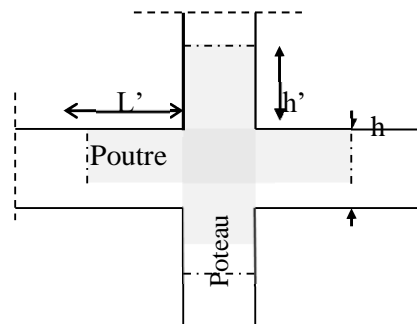
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$h' = 60 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ poutre principales.

$L' = 2 \times 33 = 60 \text{ cm}$ poutre secondaire.



Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

b/ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est : $A_t^{min} = 0,003 S_b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,485 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1,485 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

V.2.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

♦ Poutres principales :

Niv	M_{smax}	A_{ado} l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (N/mm ²)	σ_{bc}	σ'_{bc}	Obser
Travée	36,725	8,29	0,746	0,8755	25,085	136,757	5,45	15	Vérifiée
Appui	65,375	8,29	0,746	0,8755	25,085	243,44	9,70	15	

Tableau.V.13 : Les contraintes des poutres principales

♦ Poutres secondaires

Niv	M_{smax}	A_{ado} l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (N/mm ²)	σ_{bc}	σ'_{bc}	Obser
Travée	21,512	6,03	0,753	0,8745	24,94	127,48	5,11	15	Vérifiée
Appui	43,203	6,03	0,753	0,8745	24,94	256,02	10,26	15	

Tableau.V.14 : Les contraintes des poutres secondaires

V.2.4.3. Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

V.2.4.4. Calcul de la flèche :

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS :

Selon le sens x-x : $f_{\max} = 0,362$ cm

Selon le sens y-y : $f_{\max} = 0,157$ cm

Le calcul se fera pour la plus grande travée dans les deux sens.

- Sens x-x : la flèche admissible :

$$f = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0,73 \text{ cm} > f_{\max} = 0,362 \text{ cm}$$

- Sens y-y : la flèche admissible :

$$f = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm} > f_{\max} = 0,157 \text{ cm}$$

Conclusion : La condition de la flèche est vérifiée

V.3.Ferrailage des VoilesV.3.1.Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Leur ferrailage consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Ayant constaté qu'il était possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, le ferrailage se fera par zone.

- Zone I : RDC, étage de ser , 2 et 3.
- Zone II : étage, 4, 5 et 6.
- Zone III : étage 7 et 8.

♦ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA 99 modifié 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$

V.3.2.Ferrailage des trumeaux :

Pour ce calcul on utilise la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

V.3.3.Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} + \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, tel que $V = V' = L_{voile} / 2$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats, et le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

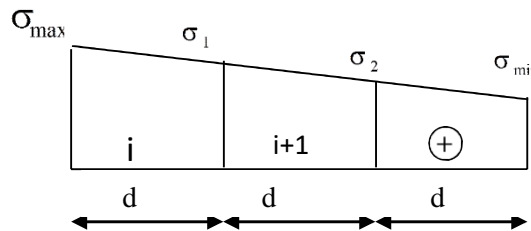
L_t : longueur tendue, tel que $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

a/ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



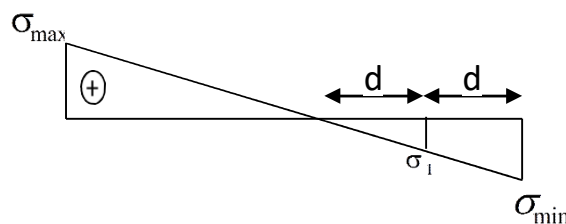
Avec :

e : épaisseur du voile.

b/ Section partiellement comprimée :

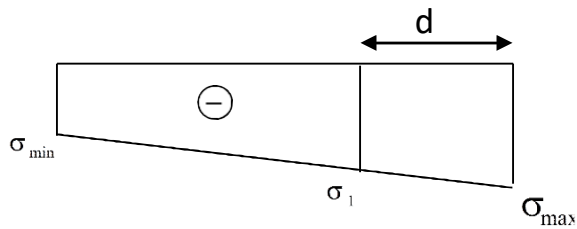
$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_i = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d$$



c/ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



V.3.3.1. Armatures verticales :

1/ Section entièrement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s1}}$$

2/ Section partiellement comprimée :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 Mpa.

3/ Section entièrement tendue :

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 Mpa.

V.3.3.2. Armatures minimales :

a/ Pour une section entièrement comprimée : (compression simple)

(Article A.8.1- 21 du BAEL91 modifié 99)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

B : section du béton comprimé.

b/ Pour une section entièrement tendue : (traction simple)

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot B \right\}$$

B : section du béton tendu.

c/ Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot B \right\}$$

B : section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

V.3.3.3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadres aux armatures verticales.

- D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$A_h \geq 0,15\% \cdot B \quad (\text{Globalement dans la section du voile}).$$

$$A_h \geq 0,10\% \cdot B \quad (\text{En zone courante}).$$

B : Section du béton des voiles ($B = b \times h = 100 \times 20 = 2000 \text{ cm}^2$).

A_V : Section d'armatures verticales.

V.3.4. Exigences du RPA99 version 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 %
- En zone courante : 0,10 %

V.3.4.1. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4-3 du RPA 99 version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.3.4.2. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

$$\bar{T} = 1,4 \cdot V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.4.3. Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section de des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Armatures adoptées : 4HA14 = 6,16 cm²

Remarque : La structure est munie de deux types de voiles :

- Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité).
- Voiles avec un poteau à une extrémité et de l'autre un potelet.

V.3.4.4. Dispositions constructives :**a/ Espacement :**

D'après l'article 7.7-4-3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min \{ 1,5 \cdot e, 30 \text{ cm} \}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b/Longueur de recouvrement : (Article 7.7-4-3 du RPA 99 version 2003)

Les longueurs de recouvrement 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.

c/ Diamètre minimal :

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

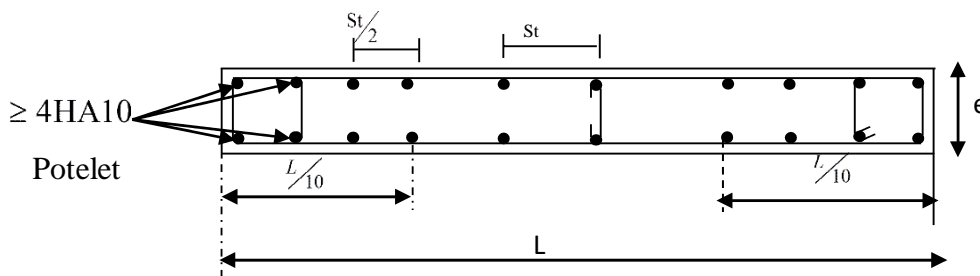


Fig. V.3: Disposition des armatures dans les voiles.

V.3.5. Vérifications à effectuer

V.3.5.1. Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué, $N_{ser} = G + Q$

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

V.3.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003, il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91, il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right), \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

V.3.6.Exemple de calcul de ferrailage :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal VL1 de la zone I

$L = 1,15 \text{ m}$; $e = 0,20 \text{ m}$; $V = V' = L/2 = 0,6\text{m}$; $I = 0,028 \text{ m}^4$; $B = 0,24 \text{ m}^2$

$\sigma_{max} = 1202,28 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{min} = -6276,31 \text{ KN/m}^2$

La section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L = 0,18 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 0,97\text{m}$$

$$d \leq \min \{ h_e/2 ; 2/3 \cdot L_c \} = \{ 2,04 ; 0,11 \} = 0,11\text{m}$$

$$d = 0,11 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur:

On prend: $d_1 = 0,11\text{m}$

$$d_2 = 2,52 \text{ m}$$

- Vérification des espacements des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire:

Zone courante: $S_t \leq \min (1,5 \cdot e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$. Soit: $S_t = 20\text{cm}$.

Zone d'appuis: $S_a = S_t/2 = 10\text{cm}$. Soit: $S_a = 10\text{cm}$.

- Détermination des armatures:

➤ Armatures verticales:

➤

♦ **1^{ère} bande : $d_1 = 0,38 \text{ m}$**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{max}}{L_t} = 1042,57 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = 58,2 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 2,13 \text{ cm}^2$$

- Section minimal

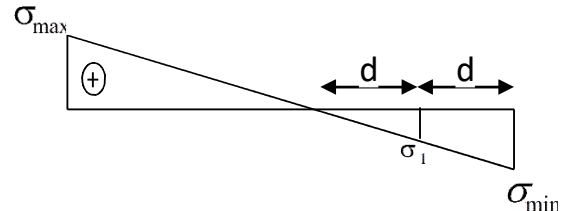
$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot B \right\}$$

$$A_{min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

♦ **2^{ème} bande: $d_2 = 2,52 \text{ m}$**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 = 262,75 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 6,56 \text{ cm}^2$$



- **Section minimal**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot B \right\}$$

$$A_{min} = 6,08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures**

$$T = 1,4 \cdot V_u = 398,286 \text{ KN}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 10,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{V1} = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 9,30 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

Ferrailage adopté :

Bande 1 : 4,80 cm² ; on adopte/bande 2 x 5HA8= 7.70 cm² avec st = 10 cm

Bande 2 : 9,30 cm² ; on adopte/bande 2 x 10HA8= 9,30 cm² avec st = 28 cm

➤ **Armatures horizontales :**

- D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4} = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4}; 0,005 \cdot B \right\} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté : 2x5HA12 = 11,31cm²/ml avec st = 20 cm.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4HA8.

➤ **Armatures pour les potelets :**

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section de des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Armatures adoptées : 4HA14 = 6,16 cm²

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

-

♦ Selon le RPA 99 (Art7.2.2/RPA99 version 2003):

$$\tau_b = \frac{1,4 \times T}{e.d} = 1,18 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

♦ D'après le BAEL 91 (Art5.1.1/BAELmodifié99) :

Cas : $\gamma_b = 1,15$

$$\tau_u = \frac{T}{e.d} = 0,84 \leq \tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+A_v} = 2,77 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

✓ VOILES VL1 :

	Zone		I	II	III	
	L	(m)	1,15	1,15	1,15	
Caractéristiques géométriques	e	(m)	0,2	0,2	0,2	
	B	(m ²)	0,23	0,23	0,23	
	σ_{max}	(KN/m ²)	1202,28	1157,98	826,67	
Sollicitation De calcul	σ_{min}	(KN/m ²)	-6276,31	-5261,84	-5646,83	
	σ_1	(KN/m ²)	1055,33	1002,78	752,26	
	Vu	(KN)	175,34	144,23	144,7	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	0,18	0,2	0,14	
	Lt	(m)	0,9	0,94	1,00	
	d1	(m)	0,11	0,13	0,09	
	d2	(m)	0,79	0,81	0,91	
	Ferraillage	N1	(KN)	24,83	28,05	14,21
		N2	(KN)	83,37	80,82	68,45
Av1		(cm ²)	0,62	0,7	0,35	
Av2		(cm ²)	2,08	2,02	1,71	
Avj		(cm ²)	6,75	5,56	5,57	
Av1 min		(cm ²)	0,26	0,31	0,21	
Av2 min		(cm ²)	1,9	1,95	2,19	
A1=Av1+Avj		2,30	2,09	1,74		
A2=Av2+Avj		3,77	3,41	3,10		
A1 adopté / Bande		(cm ²)	2x3HA8	2x3HA8	2x3HA8	
St		(cm)	6	6	6	
A2 adopté / Bande		(cm ²)	2x10HA6	2x10HA6	2x10HA6	
St		(cm)	9	9	9	
AH		(cm ²)	10,8	10,8	10,8	
AH adopté / bande		2x5HA12 =11,31	2x5HA12 =11,31	2x5HA12 =11,31		
St		(cm)	20	20	20	
At		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes a L'ELS	$\tau_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b(\text{MPa})$	1,18	0,97	0,97	
	$\tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u(\text{MPa})$	0,84	0,69	0,69	
	Ns	(KN)	754,31	433,21	629,92	
	$\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	2,77	1,59	2,31	

Tableau.V.15: ferrailages des voiles longitudinaux (VL1) .

✓ VOILE VT3:

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3,1	3,1	3,1
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,62	0,62	0,62
Sollicitation De calcul	σ_{max}	(KN/m ²)	687,22	404,49	132,82
	σ_{min}	(KN/m ²)	-6797,74	-4323,16	-5404,72
	σ_1	(KN/m ²)	662,67	390,04	131,06
	Vu	(KN)	348,24	263,74	335,14
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0,28	0,20	0,07
	Lt	(m)	2,80	2,80	3,02
	d1	(m)	0,10	0,10	0,40
	d2	(m)	2,70	2,70	2,98
Ferrailage	N ₁	(KN)	13,49	7,94	1,05
	N ₂	(KN)	178,92	105,31	39,05
	A _{v1}	(cm ²)	0,33	0,19	0,02
	A _{v2}	(cm ²)	4,47	2,63	0,97
	A _{vj}	(cm ²)	13,4	10,15	12,9
	A _{v1 min}	(cm ²)	0,24	0,24	0,09
	A _{v2 min}	(cm ²)	6,52	6,52	7,19
	A1=A _{v1} +A _{vj}		3,68	2,73	3,25
	A2=A _{v2} +A _{vj}		7,82	5,17	4,20
	A1 adopté / Bande	(cm ²)	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	St	(cm)	16	16	16
	A2 adopté / Bande	(cm ²)	2x9HA8	2x9HA8	2x9HA8
	St	(cm)	30	30	30
	A _H	(cm ²)	5,1	5,1	5,1
	A _H adopté / bande		2x5HA8	2x5HA12	2x5HA12
	St	(cm)	20	20	20
A _t	4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes a L'ELS	$\tau_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b(\text{MPa})$	0,87	0,66	0,84
	$\tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u(\text{MPa})$	0,62	0,47	0,60
	N _s	(KN)	3220,71	1613,65	2268,76
	$\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	4,86	2,43	3,42

Tableau.V.16 : ferrillages des voiles transversaux (VT3) .

✓ VOILE VT4 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,5	1,5	1,5
	e	(m)	0,25	0,25	0,25
	B	(m ²)	0,375	0,375	0,375
Sollicitation De calcul	σ_{max}	(KN/m ²)	6377,22	-132,27	430,93
	σ_{min}	(KN/m ²)	-4666,78	-1384,90	-599,58
	σ_1	(KN/m ²)	2333,39	692,45	299,79
	Vu	(KN)	389,296	216,558	151,161
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0,87	0,13	0,63
	Lt	(m)	0,63	1,37	0,87
	d1	(m)	0,317	0,685	0,436
	d2	(m)	0,313	0,685	0,434
Ferraillage	N ₁	(KN)	277,30	177,77	49,06
	N ₂	(KN)	92,432	59,258	16,352
	A _{v1}	(cm ²)	6,93	4,44	1,23
	A _{v2}	(cm ²)	2,31	1,48	0,41
	A _{vj}	(cm ²)	14,99	8,34	5,82
	A _{v1 min}	(cm ²)	3,17	6,85	4,36
	A _{v2 min}	(cm ²)	3,13	6,85	4,34
	A1=A _{v1} +A _{vj}		10,68	6,53	2,68
	A2=A _{v2} +A _{vj}		6,06	3,57	1,86
	A1 adopté / Bande	(cm ²)	2x4HA12	2x7HA12	2x5HA12
	St	(cm)	10	10	10
	A2 adopté / Bande	(cm ²)	2x8HA12	2x2HA12	2x6HA12
	St	(cm)	10	10	10
	A _H	(cm ²)	2,26	4,53	2,83
	A _H adopté / bande		6HA12	6HA12	6HA12
	St	(cm)	20	20	20
A _t	4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes a L'ELS	$\tau_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b(\text{MPa})$	1,615	0,898	0,627
	$\tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u(\text{MPa})$	1,153	0,642	0,448
	N _s	(KN)	776,06	499,73	156,73
	$\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	1,84	1,22	0,38

Tableau.V.17 : ferrailages des voiles transversaux (VT4).

✓ VOILE VL2 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,9	1,9	1,9
	e	(m)	0,2	0,2	0,2
	B	(m ²)	0,38	0,38	0,38
Sollicitation De calcul	σ_{max}	(KN/m ²)	4180	2724	865
	σ_{min}	(KN/m ²)	-8135	-6498	-2783
	σ_1	(KN/m ²)	400	400	400
	Vu	(KN)	508,735	574,80	319,91
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0,64	0,56	0,45
	Lt	(m)	1,26	1,34	1,45
	d1	(m)	0,43	0,37	0,30
	d2	(m)	0,83	0,96	1,15
Ferrailage	N ₁	(KN)	469,56	311,07	100,91
	N ₂	(KN)	229,94	175,18	66,27
	A _{v1}	(cm ²)	11,74	7,78	2,52
	A _{v2}	(cm ²)	5,75	4,38	1,66
	A _{vj}	(cm ²)	13,99	15,81	8,8
	A _{v1 min}	(cm ²)	4,3	3,7	3
	A _{v2 min}	(cm ²)	8,3	9,6	11,5
	A ₁ =A _{v1} +A _{vj}		15,24	11,73	4,72
	A ₂ =A _{v2} +A _{vj}		9,25	8,33	3,86
	A ₁ adopté / Bande	(cm ²)	8HA16	8HA14	8HA12
	St	(cm)	11	11	11
	A ₂ adopté / Bande	(cm ²)	8HA14	8HA14	8HA14
	St	(cm)	20	20	20
	A _H	(cm ²)	5,70	5,70	5,70
	A _H adopté / bande		6HA12	6HA12	6HA12
	St	(cm)	17	17	17
	A _t	4 épingles de HA8/ml			
Vérification des contraintes a L'ELS	$\tau_b = 5 \text{ Mpa}$	$\tau_b(\text{MPa})$	1,488	1,681	0,935
	$\tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$	$\tau_u(\text{MPa})$	1,063	1,201	0,668
	N _s	(KN)	901,28	857,59	629,87
	$\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	2,23	2,15	1,60

Tableau.V.18 : ferrailages des voiles longitudinaux (VL2).

➤ Toutes les conditions sont vérifiées.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

a)Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

b)Fondations profonde :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VI.2.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ✓ La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.9$ bars ; à une profondeur de **2m**.
- ✓ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage.
- ✓ La facilité de l'exécution.
- ✓ L'économie.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'importance de la superstructure.

Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1 = K \rightarrow (A = B)$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1044,28}{190}} = 2,34 \text{ m}$$

Remarque : L'importance des dimensions de semelles isolées engendre un chevauchement ; donc nous optons pour des semelles filantes.

VI.4. Dimensionnement des fondations du sous-sol :**a) Semelles continues sous voiles et sous poteaux :****a.1) Semelles continues sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \cdot L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : $N = 1.35G + 1.5Q$

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ **Surfaces des semelles filantes sous voiles :**➤ **Sens longitudinal :**

VOILE	N(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m2)
VL1	295,806	0,75	3,07583158	2,306874
VL2	550,756	1,55	2,87013922	4,448716
VL3	575,504	1,55	2,95417317	4,578968
VL4	305,652	0,75	3,14492632	2,358695
VL5	298,812	0,75	3,09692632	2,322695
VL6	546,67	1,55	2,85626486	4,427211
VL7	573,485	1,55	2,94731749	4,568342
VL8	308,182	0,75	3,1626807	2,372011
SOMME				27,38351

Tableau.VI.1: Surface des semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal

➤ Sens transversal :

VOILE	N(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m ²)
VT1	836,032	2,6	2,692372	7,000168422
VT2	711,632	1,3	3,881101	5,045431573
VT3	717,62	1,25	4,021558	5,026947363
VT4	704,29	1,3	3,851377	5,006789476
VT5	727,315	1,3	3,944595	5,127973682
VT6	854,94	2,6	2,730648	7,099684202
SOMME				34,30699472

Tableau.VI.2: Surface des semelles filantes sous voiles dans le sens transversal

$$S_v = S_i = 61,75\text{m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

a .2) Semelles filantes sous poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est: $\Sigma N_t = 4427.25\text{KN}$

Coordonnées de la résultante des forces:

Poteaux	Ns	ei	Ns X ei	M
P1	970,65	6,275	0,75961417	0,001
P2	975,63	1,775	2,89289844	-2,815
P3	980,72	-1,25	-4,1293474	-0,161
P4	998,59	-6,275	-0,7671126	-7,015
SOMME	3928,59		-1,2439474	-9,99

Tableau.VI.3: Surface des semelles filantes sous poteaux

$$\frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{\Sigma N_i} = -0,0029\text{m} \cong 0\text{ m}$$

b .1) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0 < \frac{L}{6} = \frac{12,55}{6} = 2,09\text{ m} \rightarrow$$

Répartition trapezoidale

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3928,59}{12,55} = 313,92\text{ KN/m}$$

b.2) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\tau_s} = \frac{313,92}{190} = 1,65 \text{ m}$$

On prend $B = 2,00 \text{ m}$

On aura donc, $S = B \times L = 2 \times 12,55 = 25,10 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec : $S_t = 25,10 \times 4 + 61,75 = 162,15 \text{ m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 306,916 \text{ m}$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{162,15}{306,916} = 0,53 = 53\%$$

La surface totale des semelles représente 100 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

VI.5. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal ;
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- ✓ Facilité de coffrage ;
- ✓ Rapidité d'exécution ;
- ✓ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.5.1. Pré dimensionnement du radier :**a. Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{2}{\pi} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \cdot K}{E}}$$

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 (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,75\right)^4 \times \frac{3 \cdot 40}{10818,865}} = 0,97; \text{ on prend } h = 0,7\text{m}$$

- **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

- **Sous poteaux :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ avec un minimum de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{475}{20} = 23,75 \text{ cm}$$

soit $h_d = 30\text{cm}$

➤ *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow 59,37 \leq h \leq 95 \text{ soit } h = 75 \text{ cm}$$

- **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{475}{10} = 47,5 \text{ cm soit } h_n = 75 \text{ cm. et}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$30 \text{ cm} \leq b_n \leq 52.5 \text{ cm soit } b_n = 50 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 75$ cm (hauteur de la nervure)

$b_n = 50$ cm (largeur de la nervure)

$h_d = 30$ cm (hauteur de la dalle)

VI.5.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente $G = 26517,55$ KN

Charge d'exploitation $Q = 5266,93$ KN.

a. Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 43699,09$ KN

A l'ELS : $N_s = G + Q = 31784,48$ KN

b. Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{Rad}} \geq \frac{N_u}{2 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{43699,09}{2 \cdot 190} = 115 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{Rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{31784,48}{190} = 167,28 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 306,915 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 167,28 \text{ m}^2$$

Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche des règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left\{ \frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right\} = \max \left\{ \frac{75}{2}; 30 \text{ cm} \right\} = 37,5 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 45$ cm.

$$S_{\text{deb}} = (23,70 + 12,95) \times 2 \times 0,45 = 32,98 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{deb}} + S_{\text{bat}} = 306,92 + 32,98 = 339,90 \text{ m}^2$

VI.5.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 26517,55 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 339,9 \times 0,30 \times 25 = 2549,28 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{ner}} = b_n (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{ner}} = 0,50 \times (0,75 - 0,30) \cdot [(27,70 \times 4) + (12,95 \times 8)] \times 25 = 1206 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h) \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (339,9 - (0,5 \times 12,95 \times 8)) \cdot (0,75 - 0,30) \times 17 = 2203,96 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) e_p \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (339,9 - 51,80) \times 0,1 \times 25 = 720,25 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{rad}} = 6679,49 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 6679,49 + 26517,55 = 33197,04 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 5266,93 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 339,9 = 1699,5 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = 6966,43 \text{ KN.}$

Combinaison d'actions:**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ totale}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 55265,65 \text{ KN}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s \text{ totale}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 40163,47 \text{ KN}$$

Vérifications :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \tau = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$$

Avec :

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{l_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{l_{max}}{2} = \frac{43699,09 \times 1 \times 4,75}{2 \times 339,9} = 305,34 \text{ KN}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \cdot 25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{305,34 \times 10^3}{1000 \times 2,7} = 1,13 \text{ MPa} \leq \tau = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec :

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 ($h = 1 \text{ m}$),

$$P = 33197,04 \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z = 1.5 \times 339,9 \times 10 \times 1 = 5098,5$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

Les efforts à l'ELU tirées d'ETABS sont :

$$M^Y_E = 34765,77 \text{KN.m}$$

$$M^X_E = 30859,99 \text{KN.m}$$

c. Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} = 11.606 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = 7.511 \text{ m}$$

avec : S_i : Aire du panneau considéré.

$X_i ; Y_i$: Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{27,5 \times 12,95^3}{12} = 4976,92 \text{m}^4 ; I_{y-y} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{12,95 \times 27,5^3}{12} = 22443,3 \text{m}^4$$

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) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{jK=0} + T_{jK=0} \cdot h$$

Avec : $M_{jK=0}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

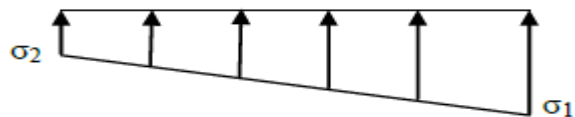
$T_{jK=0}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xx}, I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 30859,99 + 1568,92 \times 0,75 = 32036,68 \text{ KN.m}$$

A'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{43699,09}{339,9} + \frac{32036,68}{22443,3} \cdot 11,606 = 145,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = 111,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 136,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 136,84 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 252,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

A'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{31784,48}{339,9} + \frac{32036,68}{22443,3} \cdot 11,606 = 110,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = 76,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 101,79 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 190 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_y = 34765,77 + 1747,05 \times 0,75 = 36076,07 \text{ KN.m}$$

A'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{43699,09}{339,9} + \frac{34765,77}{4976,92} \cdot 7,511 = 181,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = 76,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 154,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 154,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 252,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

A'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{31784,48}{339,9} + \frac{34765,77}{4976,92} \cdot 7,511 = 145,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = 41,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 119,73 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 190 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad \text{Condition vérifiée}$$

a. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a: Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

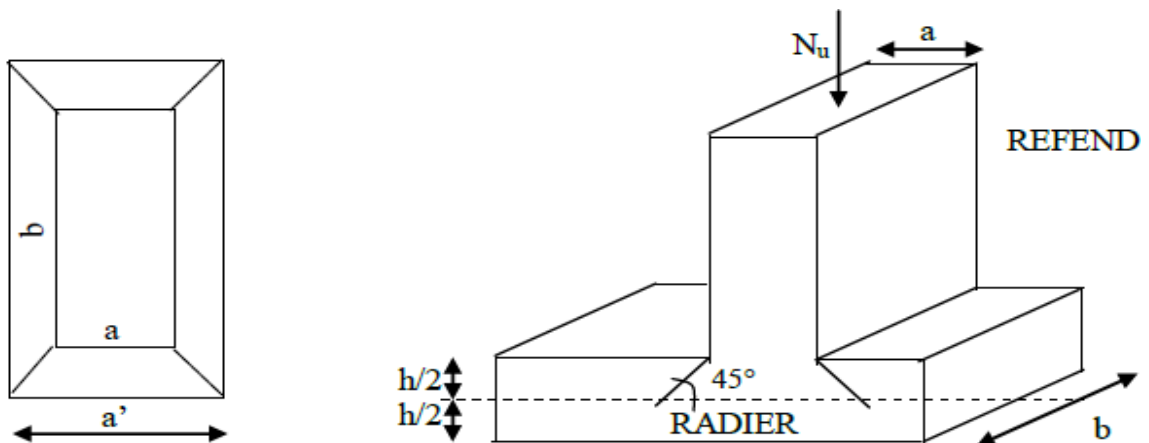


Fig.VI.1:schémas du radier

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2h) = 2 \times (0.4 + 0.5 + 2 \times 0.75) = 4,8\text{m}$$

$$N_u = 913.81 \text{ KN}$$

$$N_u = 913,81 < 0.045 \times 4,8 \times 0.75 \times \frac{25000}{1.5} = 2700 \text{ KN} \rightarrow \text{c. vérifiée.}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2h) = 2 \times (0.25 + 1 + 2 \times 0.75) = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{L} = 900.20 \text{ KN}$$

$$N_u = 900,20 < 0.045 \times 5.4 \times 25000 = 6075 \text{ KN} \rightarrow \text{C. Vérifiée.}$$

VI.5.4. Ferrailage du radier:**1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

✦ Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{(3,65 - 0,4)}{(4,75 - 0,4)} = 0,747$$

$$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 154,80 \text{KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 119,73 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m \text{ ELU} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 154,80 - \frac{6672,49}{339,9} \times 1 \text{ml} = 135,17 \text{KN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m \text{ ELS} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 119,73 - \frac{6778,76}{339,9} \times 1 \text{ml} = 99,78 \text{KN/ml.}$$

Calcul à l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = 0,0622$$

$$\mu_y = 0,5015$$

Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$M_{0x} = 0,0622 \times 135,17 \times 3,25^2 = 88,80 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = 0,5015 \times 88,80 = 44,53 \text{ KN. m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

-0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

✓ **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} \rightarrow M_{ax} = -0,5 \times 88,80 \rightarrow M_{ax} = -44,40 \text{ KNm}$$

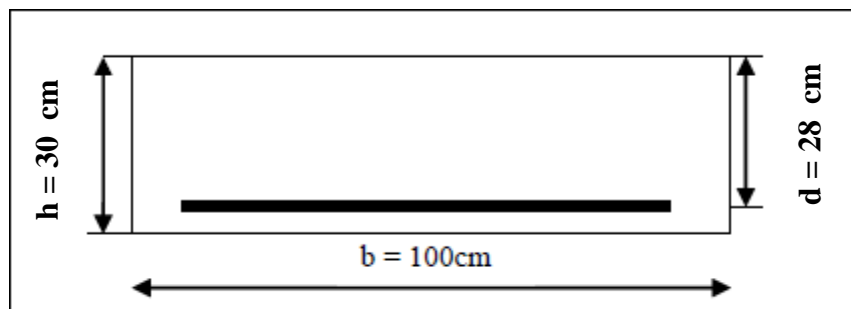
$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} \rightarrow M_{ay} = -0,5 \times 44,53 \rightarrow M_{ay} = -22,26 \text{ KNm}$$

✓ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} \rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 88,80 \rightarrow M_{tx} = 75,48 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} \rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 44,53 \rightarrow M_{ty} = 37,85 \text{ KNm}$$

✓ **Calcul des armatures :**



Dimension de la section de calcul.

Fig.VI.2: Dimension du panneau du radier

■ Ferrailage suivant x-x :**Aux appuis intermédiaires :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{44,4 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,04 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{44,4 \times 10^3}{0,980 \times 28 \times 348} = 4,64 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA12 = 7,92 cm²/ml avec un espacement de 15 cm.**En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{75,48 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{75,48 \times 10^3}{0,965 \times 28 \times 348} = 8,02 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA14 = 10,77 cm²/ml avec un espacement de 15 cm.**■ Ferrailage suivant y-y :****Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22,26 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,26 \times 10^3}{0,989 \times 28 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA12 = 7,92 cm²/ml avec un espacement de 15 cm.**En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37,85 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37,85 \times 10^3}{0,982 \times 28 \times 348} = 3,95 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA12 = 7,92 cm²/ml avec un espacement de 15 cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier**Ferrailage des portées :**

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures aux appuis intermédiaires	7 HA12	7 HA12
Armatures en travée	7 HA14	7 HA12

Tableau.VI.4 : Ferrailage de la dalle du radier**1) Vérification à l'état limite ultime :****-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1) :****Armature parallèles à L_x :**

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec :

 W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton. **W_0** : Taux d'acier minimal. **$W_0 = 0.8\%$** pour les HA de nuance f_e E400.

$$W_x = \frac{10.77}{100 \times 28} = 0.0038 \geq 0.0008. \frac{3-0.85}{2} = 0.00086 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures parallèles à L_y :

$$W_x = \frac{A_{ty}}{bd} \geq W_0$$

$$W_x = \frac{7.92}{100 \times 28} = 0.0028 \geq 0.0008 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

Sens de la petite portée :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}.$$

Sens de la grande portée :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}.$$

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100\text{cm}; d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27\text{ cm}.$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_{u\ tot} \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{55265,65}{339,9} \times \frac{4,75}{2} = 386,16\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{386160}{1000 \times 270} = 1,43\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,43\text{MPa} \leq \tau_u = 2,5\text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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 1mètre de longueur.

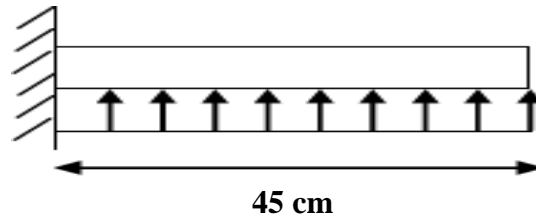


Fig. VI.3 : Schéma statique du débord

Sollicitations de calculs :

ELU :

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 135,17 \times \frac{0,45^2}{2} = 13,6 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_s = q_s \times \frac{L^2}{2} = 99,78 \times \frac{0,45^2}{2} = 10,1 \text{ KN.m}$$

-Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 28 \text{ cm}; \quad f_{c28} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,6 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,6 \times 10^3}{0,991 \times 28 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7HA12/ml = 7,92 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_r = 3HA12/ml = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

a) Vérification à l'ELU :

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 28 \cdot 2,1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13,6}{10,1} = 1,36$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

3) Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma statique et le suivant :

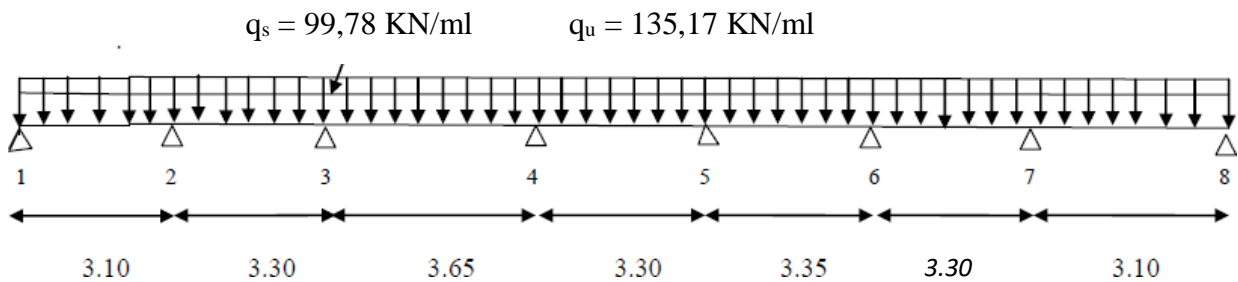


Fig.VI.4. : Schéma statique de calcul sens longitudinal.

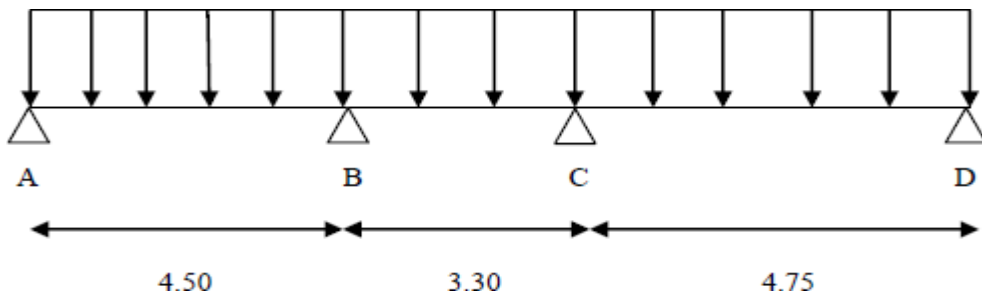


Fig.VI.5. : Schéma statique de calcul sens transversal.

Remarque :

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 la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal :

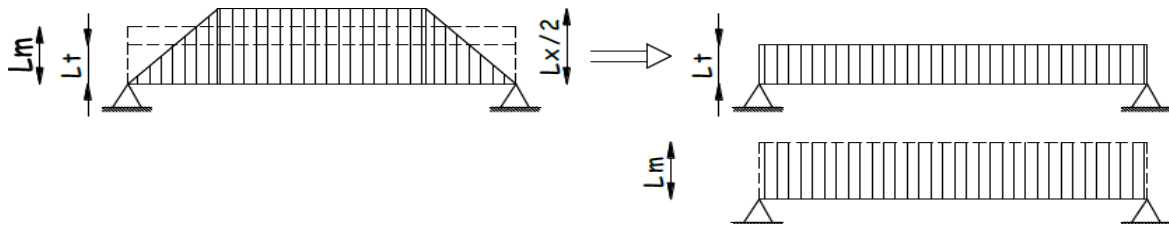


Fig.VI.6. Présentation des chargements simplifiés

Effort tranchant : $L_t = L_x \left[0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right] \dots\dots(1)$

Moment fléchissant : $L_m = L_x \left[0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right] \dots\dots(2)$

b) Cas de chargement triangulaire :

$L_x = L_y \rightarrow \rho = 1$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 L_x \dots\dots(1)$

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 L_x \dots\dots(2)$

$P_{mh} = q_u \times L_{mh}$

$P_{th} = q_u \times L_{th}$

-Calcul des charges :

✦ Sens longitudinal

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans le tableau suivant :

travée	$L_x (m)$	$L_y (m)$	ρ_x	$q_u (KN/m^2)$	$L_{mh} (m)$	$L_{th} (m)$	$P_{mh} (KN/)$	$P_{th} (KN/m)$
1-2	3.10	4.50	0.68	135,17	1.023	0.775	138,27891	104,7568
2-3	3.30	4.50	0.73	135,17	1.098	0.825	148,41666	111,5153
3-4	3.65	4.50	0.81	135,17	1.215	0.913	164,23155	123,4102
4-5	3.30	4.50	0.73	135,17	1.098	0.825	148,41666	111,5153
5-6	3.35	4.50	0.74	135,17	1.115	0.837	150,71455	113,1373
6-7	3.30	4.50	0.73	135,17	1.098	0.825	148,41666	111,5153
7-8	3.10	4.50	0.68	135,17	1.023	0.775	138,27891	104,7568

Tableau.VI.5.Valeurs de calcul des charges des panneaux du haut.

travée	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	q_u (KN/m ²)	L_{mh} (m)	L_{th} (m)	P_{mh} (KN/m)	P_{th} (KN/m)
1-2	3,1	3,3	0,939	135,17	0,82197	1,094	111,105	147,8843
2-3	3,3	3,3	1	135,17	0,825	1,1	111,515	148,687
3-4	3,65	3,3	1,106	135,17	0,81572	1,080	110,260	146,0895
4-5	3,3	3,3	1	135,17	0,825	1,1	111,515	148,687
5-6	3,35	3,3	1,015	135,17	0,824811	1,099	111,489	148,6355
6-7	3,3	3,3	1	135,17	0,825	1,1	111,515	148,687
7-8	3,1	3,3	0,939	135,17	0,82197	1,094	111,105	147,8843

Tableau.VI.6. Valeurs de calcul des charges des panneaux du bas.

Travée	P_{mh} (KN/m)	P_{th} (KN/m)	P_{mb} (KN/m)	P_{tb} (KN/m)	ΣP_m (KN/m)	ΣP_t (KN/m)
1-2	138,27891	104,7568	111,105	147,8843	249,383	252,641
2-3	148,41666	111,5153	111,515	148,687	259,931	260,203
3-4	164,23155	123,4102	110,260	146,0895	274,495	269,497
4-5	148,41666	111,5153	111,515	148,687	259,936	260,203
5-6	150,71455	113,1373	111,489	148,6355	262,205	261,728
6-7	148,41666	111,5153	111,515	148,687	259,936	260,203
7-8	138,27891	104,7568	111,105	147,8843	249,381	252,641

Tableau.VI.7. valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure

-Détermination des moments fléchissant l'effort tranchant :

Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le programme (ETABS).

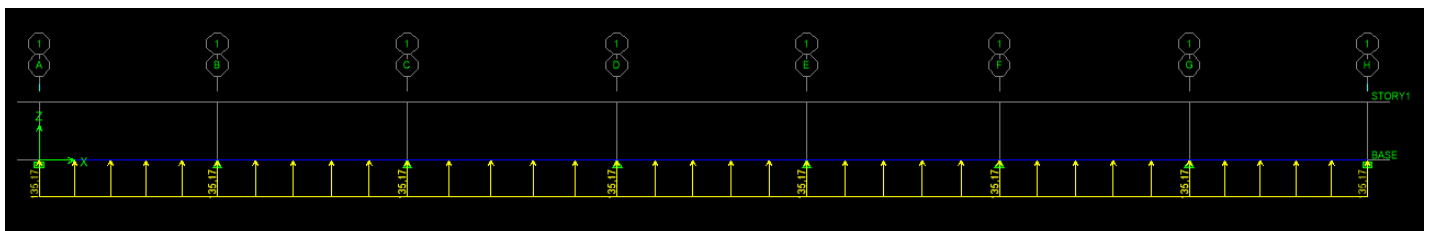


Fig.VI.7.: Le chargement à ELU.

KN.m

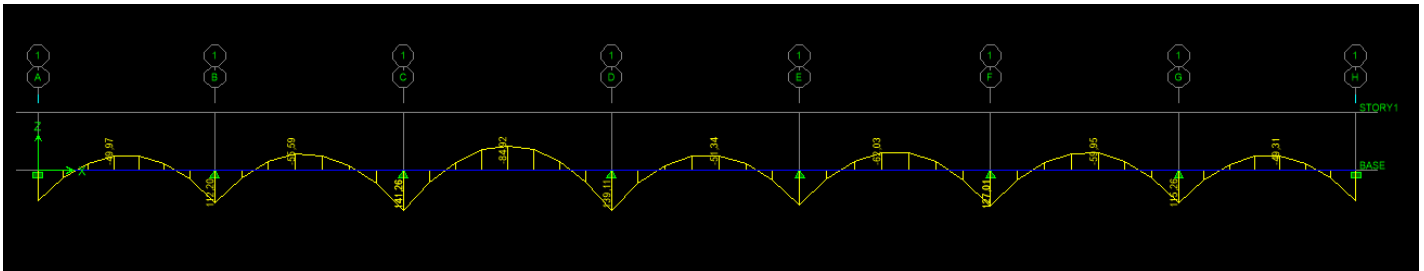


Fig.VI.8.: Diagramme des moments fléchissant (ELU)

KN

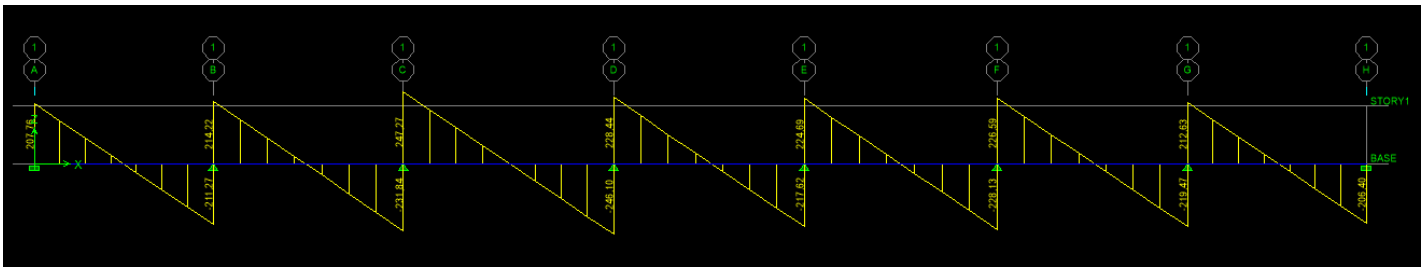


Fig.VI.9. : Diagramme des efforts tranchants (ELU)

-Détermination des sections d'armatures des nervures :

Armature longitudinales :

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou en appuis :

$M_{amax} = 141,22 \text{ KN.m.}$

$M_{tmax} = 84,92 \text{ KN.m.}$

$b = 50 \text{ cm; } d = 72 \text{ cm}$

Zone	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ	μ_r	obs	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	choix	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appui	141,22	0,038	0.392	S.S.A	0.981	5,74	3HA14+3HA14	9,23
Travée	84,92	0.023	0.392	S.S.A	0.988	3,42	3HA14	4,62

✦ *Sens transversal :*

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans le tableau suivant :

Travée	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ_x	$q_u (KN/m^2)$	$L_{mh}(m)$	$L_{th}(m)$	$P_{mh}(KN/m)$	$P_{th}(KN/m)$
A-B	3,65	4,5	0,811	135,17	1,085	1,42	146,64	192,59
B-C	3,65	3,3	1,106	135,17	0,816	1,08	110,26	146,09
C-D	3,65	4,75	0,768	135,17	1,124	1,47	151,91	198,13

Tableau.VI.9. valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche

Travée	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ_x	$q_u (KN/m^2)$	$L_{mh}(m)$	$L_{th}(m)$	$P_{mh}(KN/m)$	$P_{th}(KN/m)$
A-B	3,1	4,5	0,689	135,17	1,016	1,30	137,35	176,37
B-C	3,1	3,3	0,939	135,17	0,822	1,09	111,11	147,88
C-D	3,1	4,75	0,653	135,17	1,044	1,33	141,15	179,77

Tableau.VI.10. valeurs de calcul des charges des panneaux à droite

Travée	$P_{mh}(KN/m)$	$P_{th}(KN/m)$	$P_{mb}(KN/m)$	$P_{tb}(KN/m)$	$\Sigma P_m(KN/m)$	$\Sigma P_t(KN/m)$
A-B	146,64	192,59	137,35	176,37	283,99	368,96
B-C	110,26	146,09	111,11	147,88	221,37	293,97
C-D	151,91	198,13	141,15	179,77	293,06	377,9

-Détermination des moments fléchissant et de l'effort tranchant:

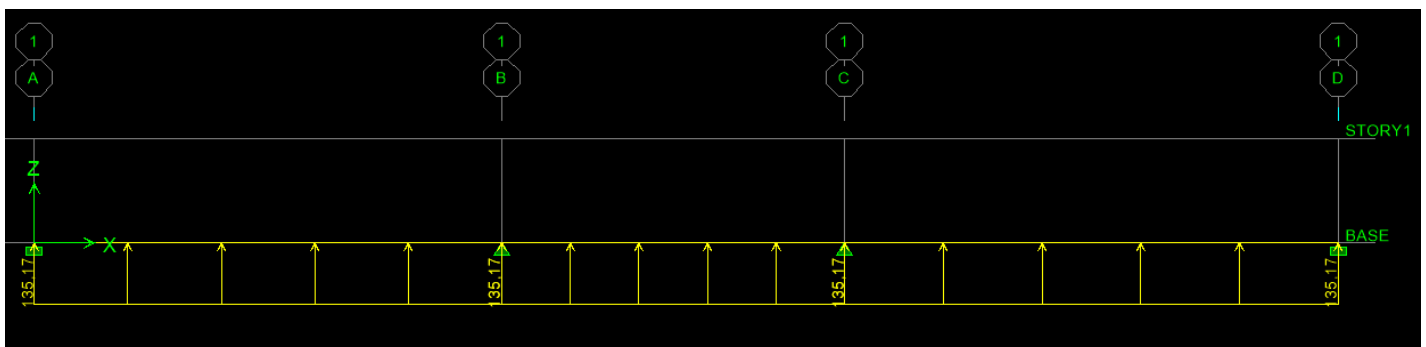


Fig.VI.10: Le chargement à ELU

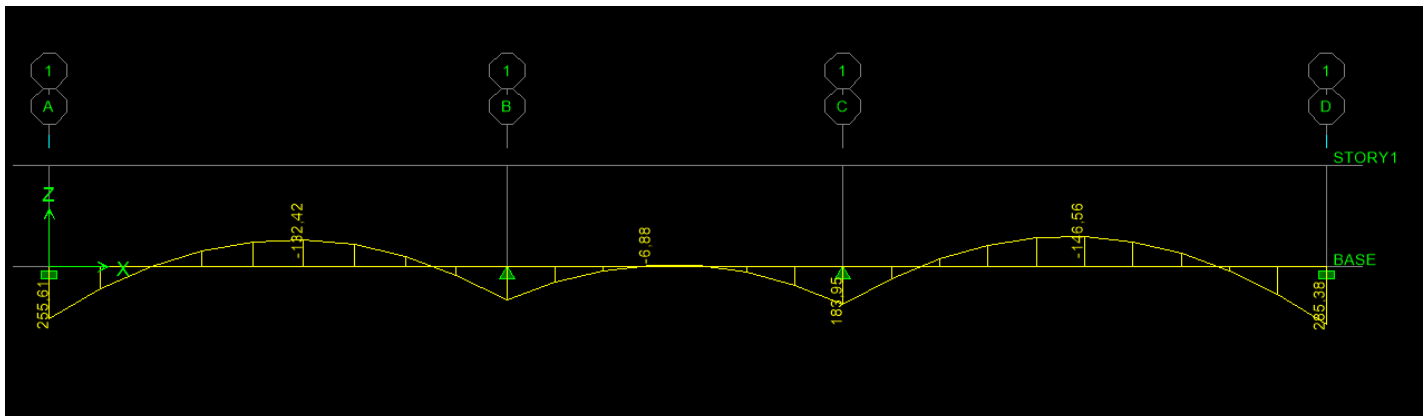


Fig.VI.11 : Diagramme des moments fléchissant ELU

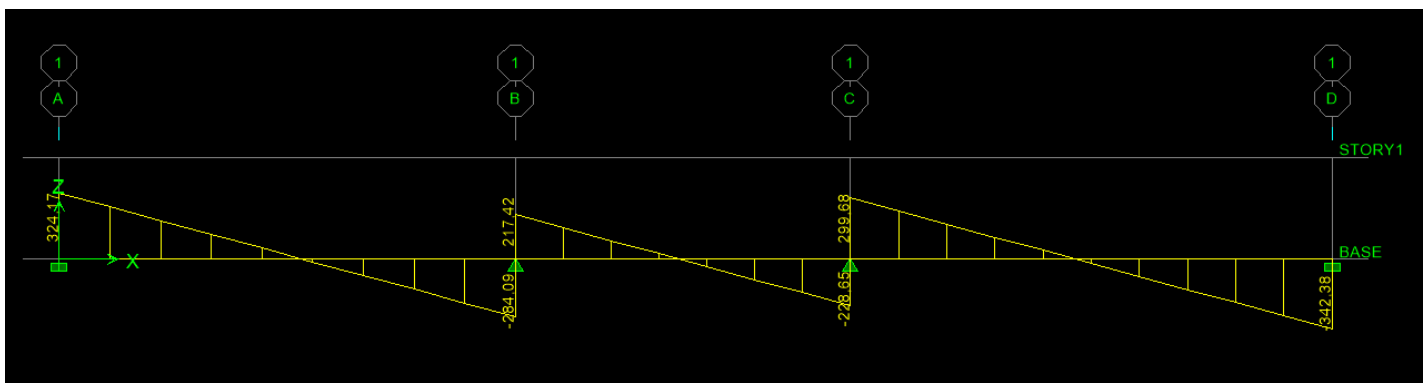


Fig.VI.12: Diagramme des efforts tranchants (ELU).

-Détermination des sections d'armatures des nervures :

Armature transversale :

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou en appuis :

$$M_{amax} = 285,38 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tmax} = 146,56 \text{ KN.m.}$$

$$b = 50 \text{ cm; } d = 72 \text{ cm}$$

Zone	M_u (KN. m)	μ	μ_r	obs	β	A_{cal} (cm ²)	choix	A_{adop} (cm ²)
Appui	285,38	0.077	0.392	S.S.A	0.959	11,87	3HA20+3HA14	14,04
Travée	146,56	0.04	0.392	S.S.A	0.980	5,96	3HA20	9,42

a) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ soit } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{18,75; 24\}$ soit $S_t = 15 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 37,5 \text{ cm}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2.50 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

Condition de non fragilité (BAEL.91.arct :A.4.2) :

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.arct :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u_{max}} = 342,38 \text{ KN}$

$$= \frac{342,38 \times 10^3}{500 \times 720} = 0,95 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0,95 \text{ KN} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :

- **Influence sur le béton (BAEL.91.arct :A.5.1, 313):**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_0 \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2.V_u}{b_0.a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal vaut ($V_u = 342,38 \text{ KN}$)

A.N :

$$0.267 \times 0.5 \times 0.72 \times 25 \times 10^3 = 2403 \text{ KN} > V_u = 342,38 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Influence sur les armatures inférieures (BAEL.91.art :A.5.1, 321):

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0,9.d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0,9.d} \right| \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(342,38 \times 10^3 - \left| \frac{285,38 \times 10^6}{0,9 \times 720} \right| \right) = -281,81 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

Entraînement des armatures (BAEL.91.art :A.6.1, 3):

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times A_s} \times \frac{A_{st}}{u_i}$$

Avec :

A_s : Section totales des armatures tendues

A_{st} : Section d'un paquet de barres

u_i : Périmètre minimal circonscrit a la section du paquet

La contrainte τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime : $\tau_{seu} = \Psi_s \times f_{t28}$

A.N :

$$\tau_{se} = \frac{342,38 \times 10^2}{0,9 \times 72 \times 11,24} \times \frac{1,54}{16 \times \pi} = 1,44 \text{ MPa} < \tau_{seu} = 3,14 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Plans

**Plans de coffrages
et Ferrailages**

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

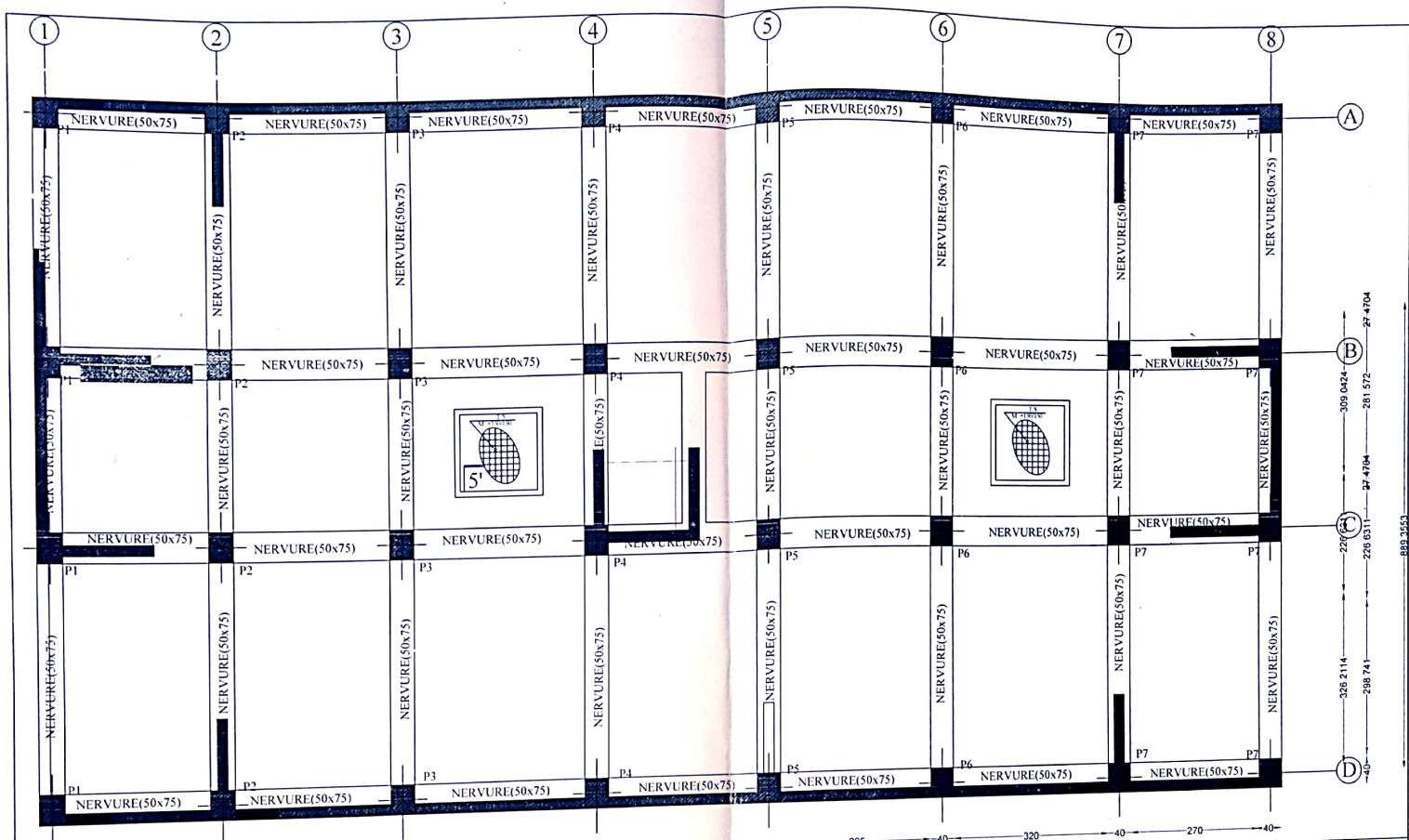
Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Plans

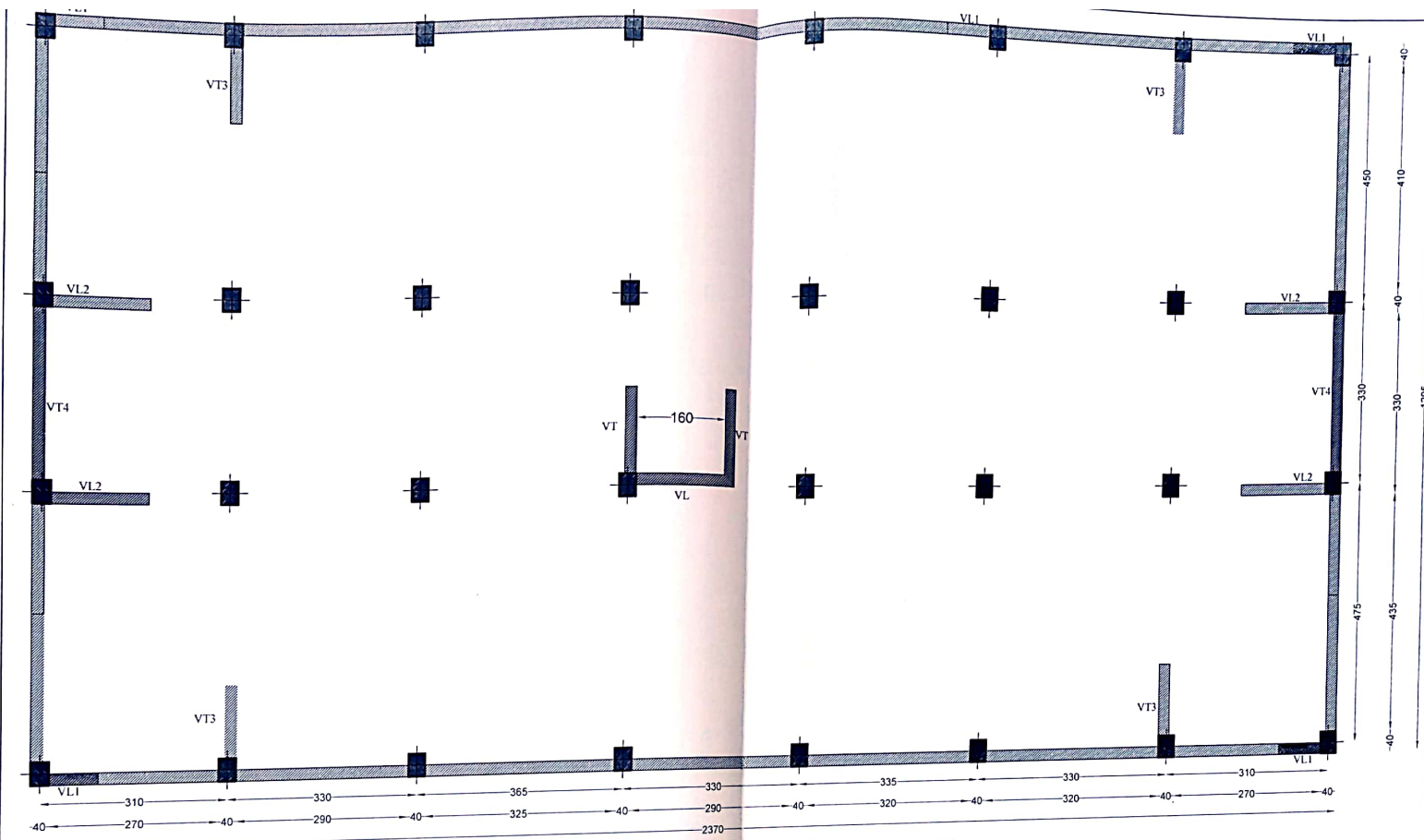
Plans de coffrages et Ferrailages



PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

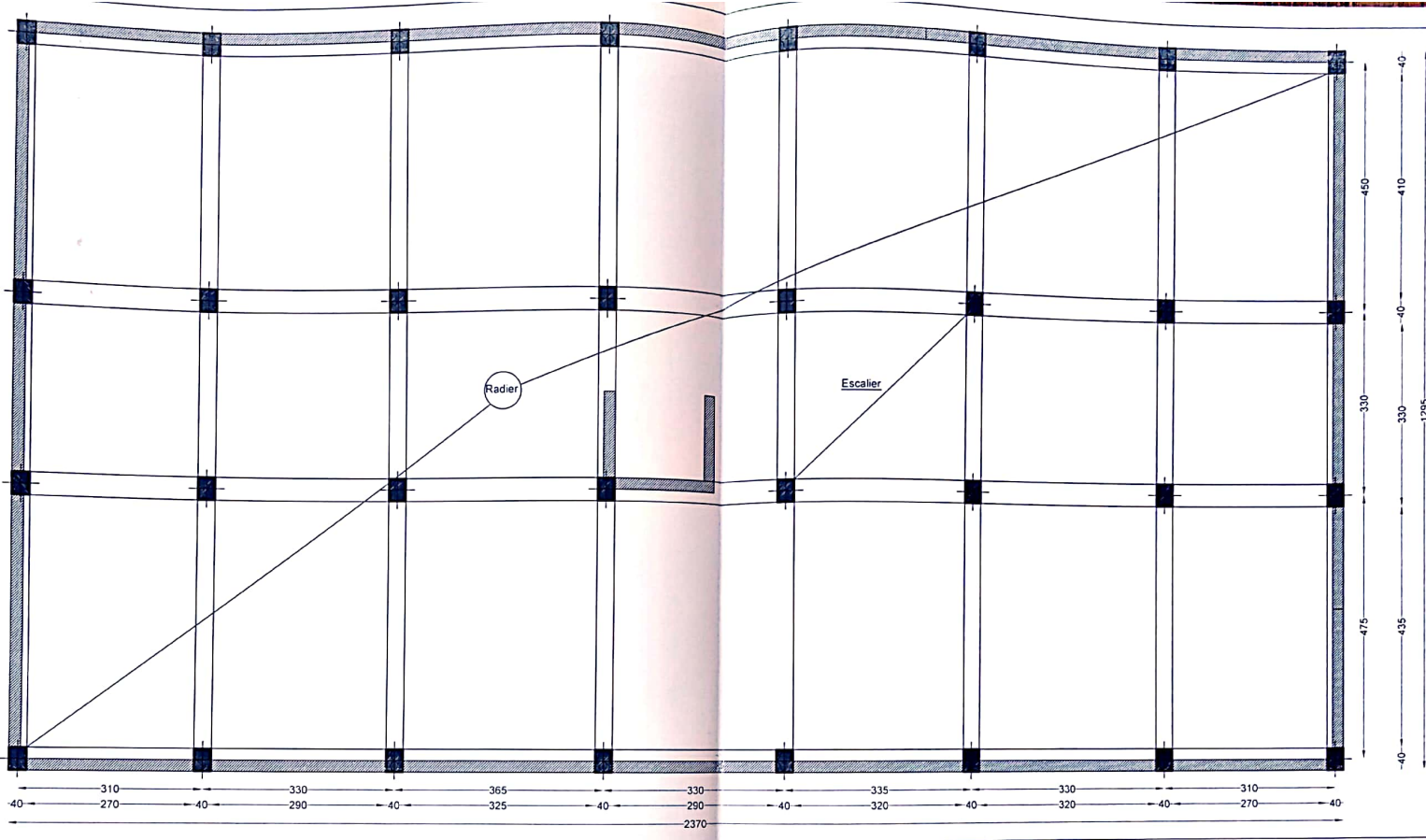
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la construction
 département de Génie Civil

ETUDE par: Mr Hamdad Sidali Mr Eleghrissi Abdennour DIRIGÉ par: Mme AKMOUSSE PROMOTION 2018/2019	TITRE PLAN DE COFFRAGE DU RADIER Echelle: 1/50
---	---



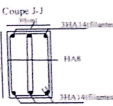
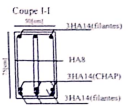
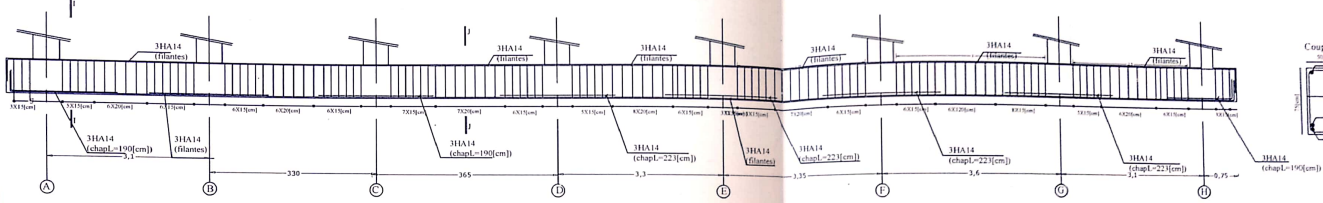
DISPOSITION DES VOILES

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la construction département de Génie Civil	
ETUDIÉ par: Mr Hamdoul Sidali Mr Elaghrissi Abdelmour	TITRE: DISPOSITION DES VOILES
DIRIGÉ par: M. AKMOULSSI	
PROMOTION: 2018/2019	Echelle: 1/50

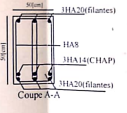
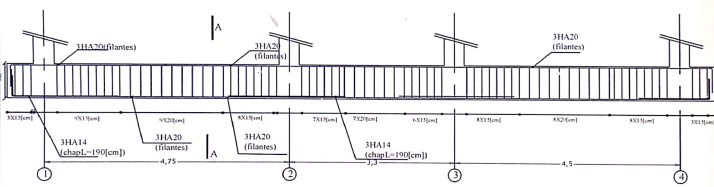


Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la construction département de Génie Civil	
ETUDE par: Mr Hamdad Sidali Mr Eleghrissi Abdennour	TITRE : PLAN DE FONDATION
DIRIGÉ par: Mme AKMOUSSSI	
PROMOTION : 2018/2019	Echelle: 1/50

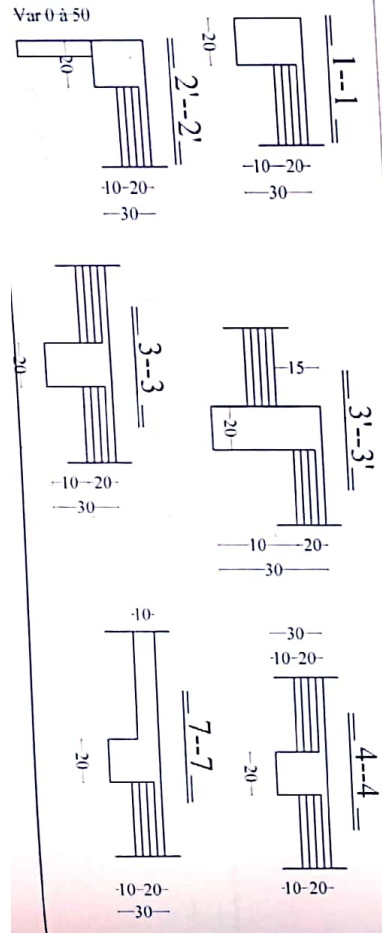
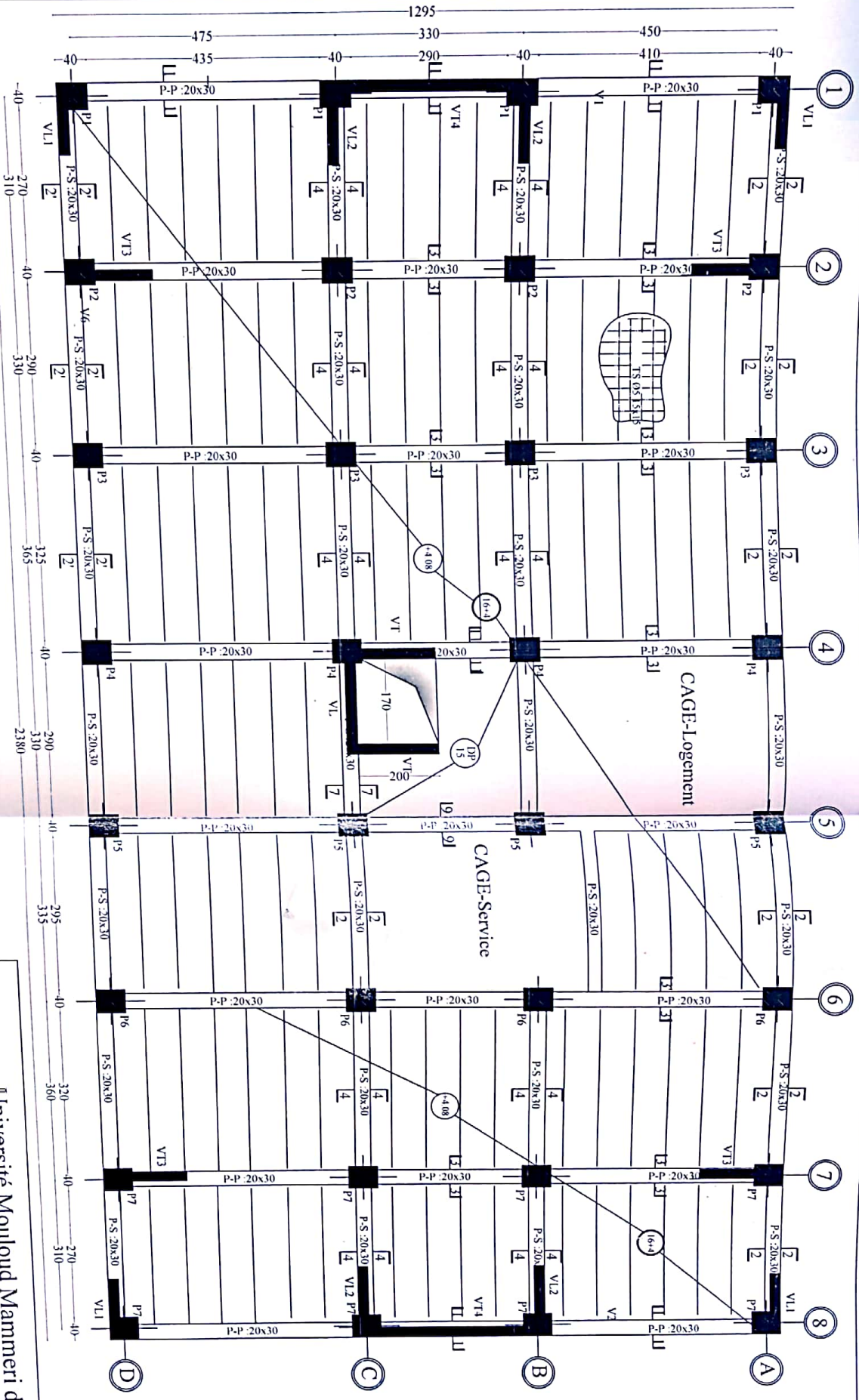
Sens Longitudinal



Sens Transversal



UNIVERSITE MOULOUD HAMMAMI DE TIZI-OUZOU Faculté du génie de la construction Département de génie civil		
Projet : etude d'un bâtiment (R+8) a usage d'habitation et commercial		Plan de ferrillage du 2 ^{ème} étage
2018/2019 Ech : 1/100	Etude par : M: HAMDAD Sid Ali M: ELGHERISSI Abdenour	Dirigé par : M: AKMOUSS



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la construction
 département de Génie Civil

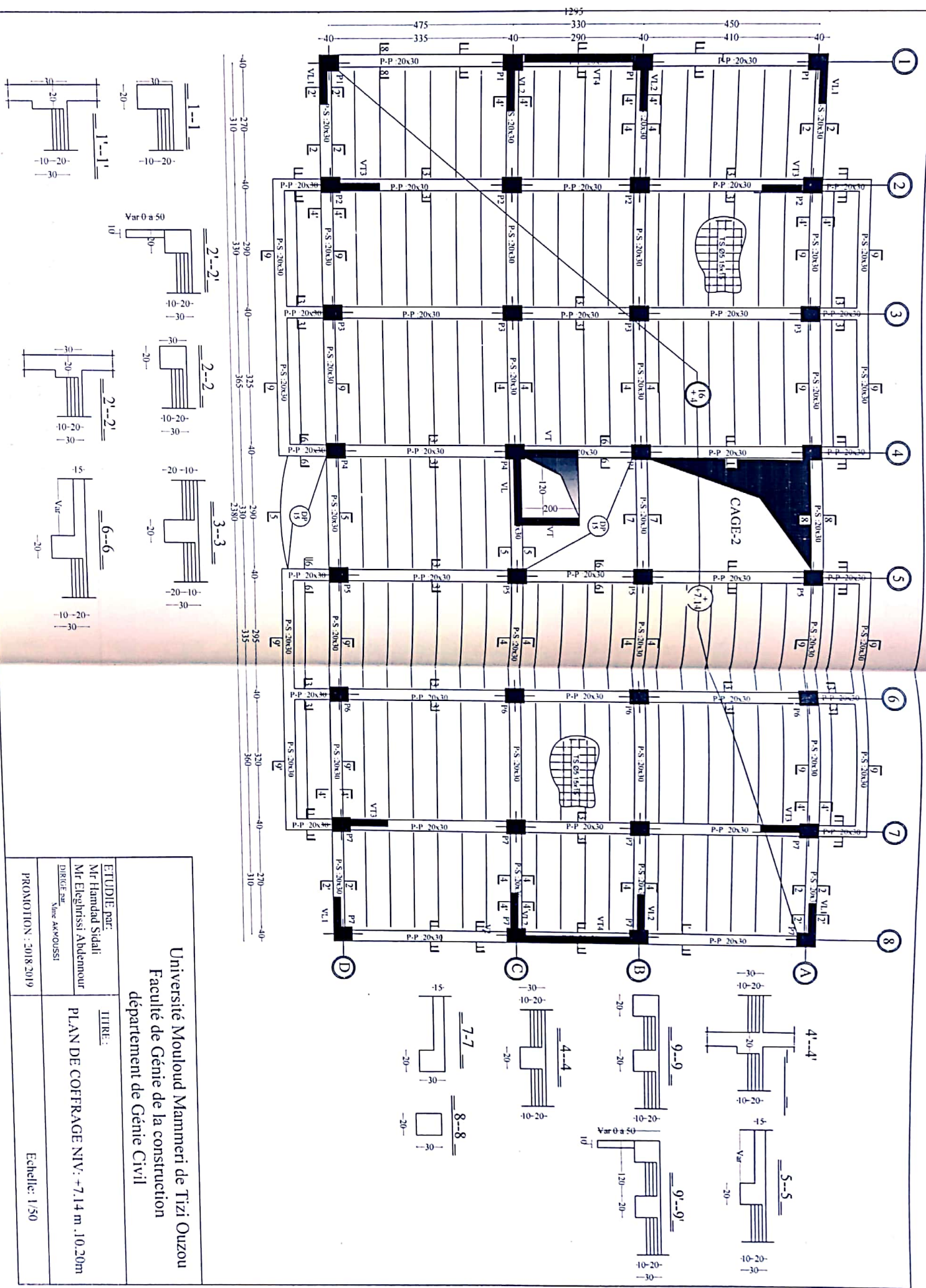
ETUDE par:
 Mr Hamdad Sidali
 Mr Elieghrissi Abdennour

TITRE:
PLAN DE COFFRAGE NIV. +4.08 m

DIRECTION par:
 Mme AKMOUSSE

PROMOTION : 2018/2019

Echelle: 1/50



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la construction
 département de Génie Civil

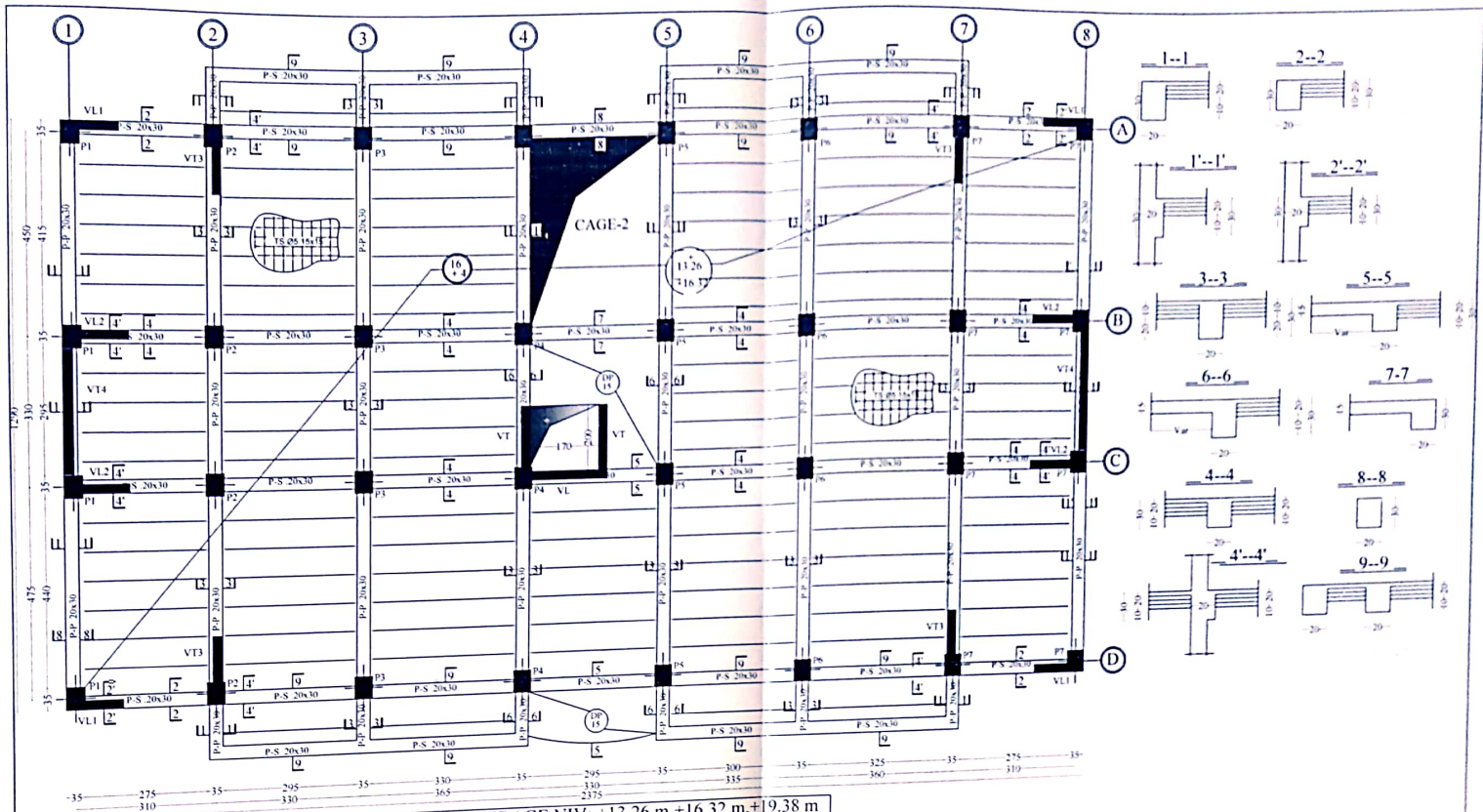
ETUDE par:
 Mr Hamdad Sidali
 Mr Eleghritsi Abdemour

DIRIGÉ par:
 Mme AKKOUSSI

TITRE:
 PLAN DE COFFRAGE NIV: +7.14 m .10.20m

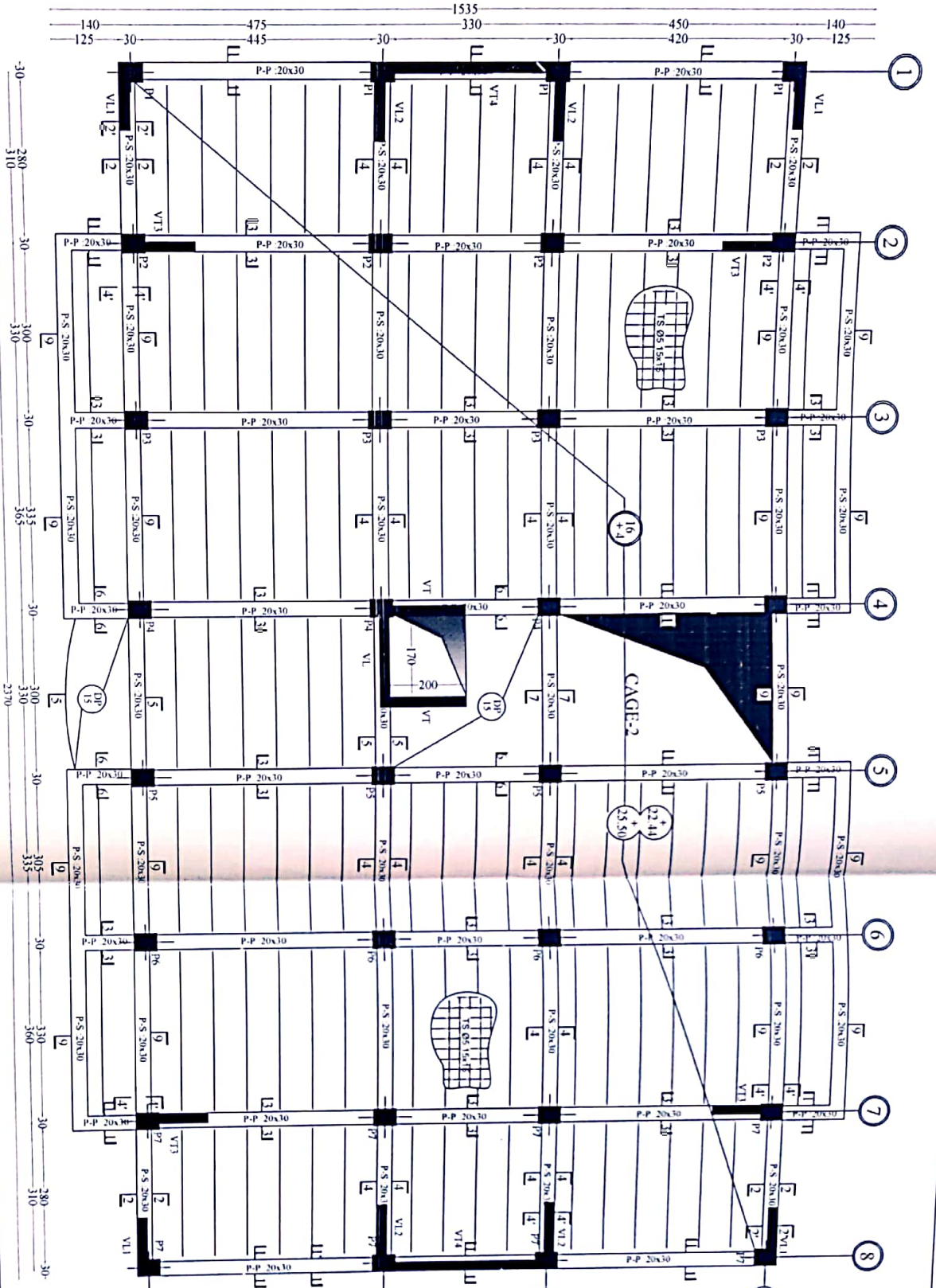
PROMOTION : 2018 2019

Echelle: 1/50

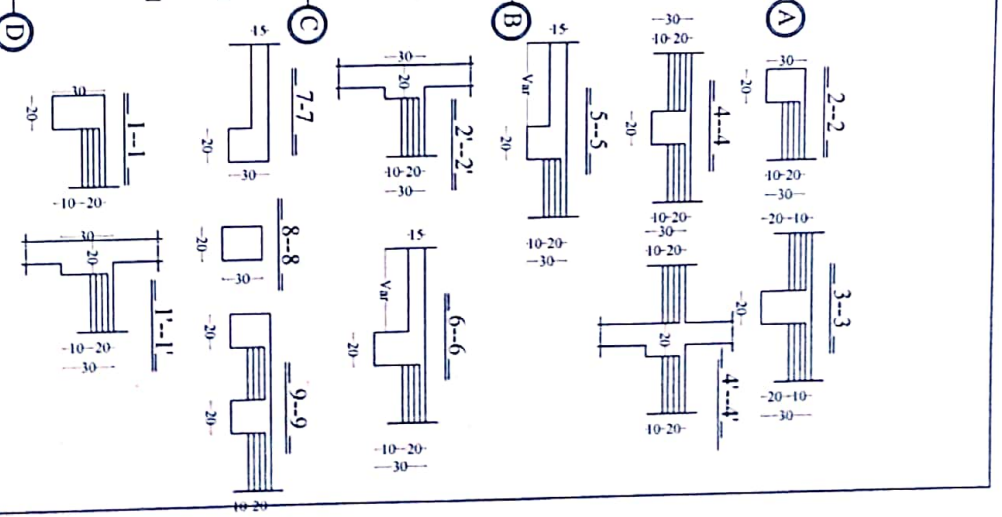


PLAN DE COFFRAGE NIV: +13.26 m +16.32 m, +19.38 m

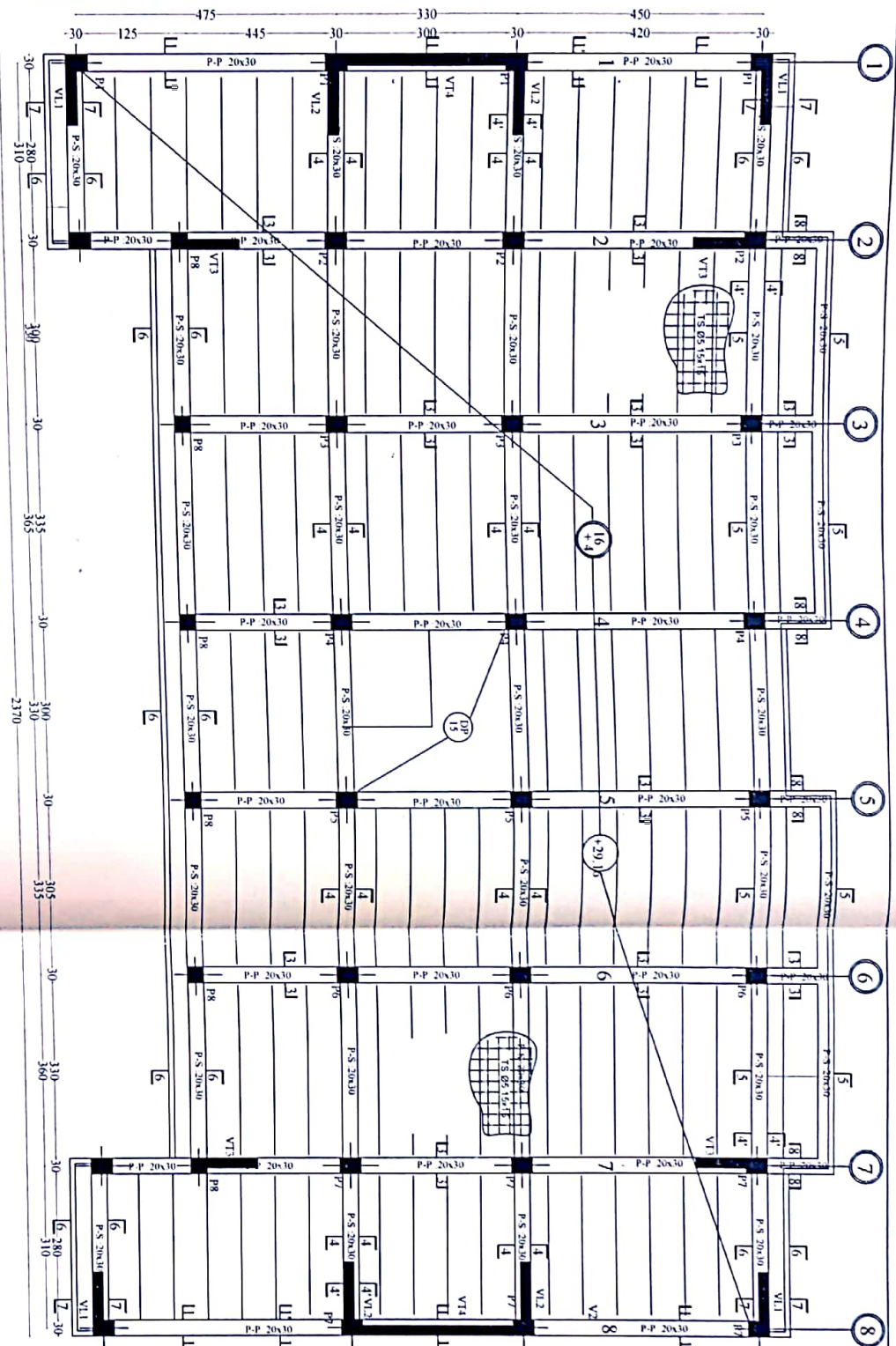
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la construction département de Génie Civil	
ETUDE par Mr Hamdad Sidali Mr Eleghrissi Abdennour Dessiné par M. AMOUCHESS	TITRE PLAN DE COFFRAGE NIV: +13.26 m +16.32 m, +19.38 m
PROMOTION : 2018/2019	Echelle: 1:50



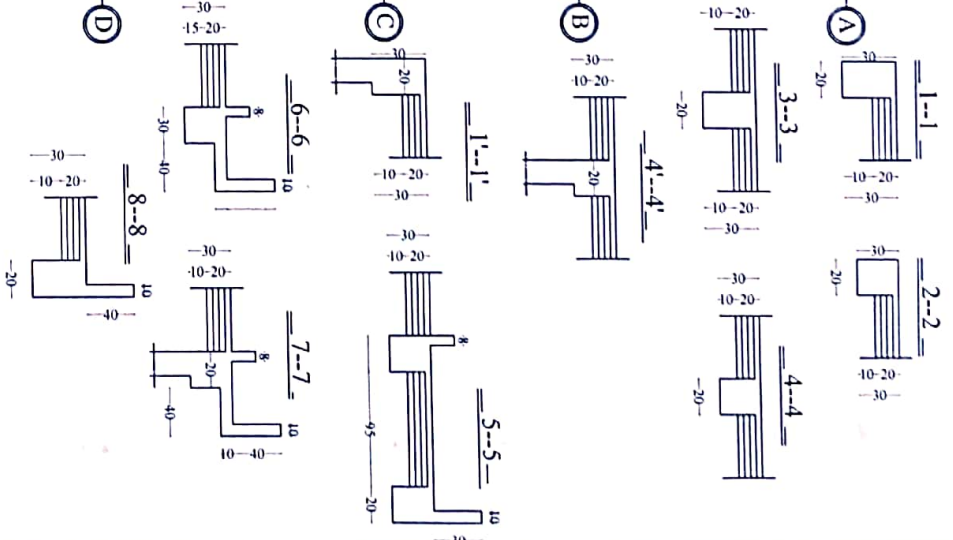
PLAN DE COFFRAGE NIV: +22.44 m, 25.50m



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la construction département de Génie Civil	
ETUDE par: Mr Hamdad Sidali Mr Elieghissi Abdennour DIRIGE par: Mme AKMOUSSSI	TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +22.44 m, 25.50m
PROMOTION : 2018 2019	Echelle: 1/50

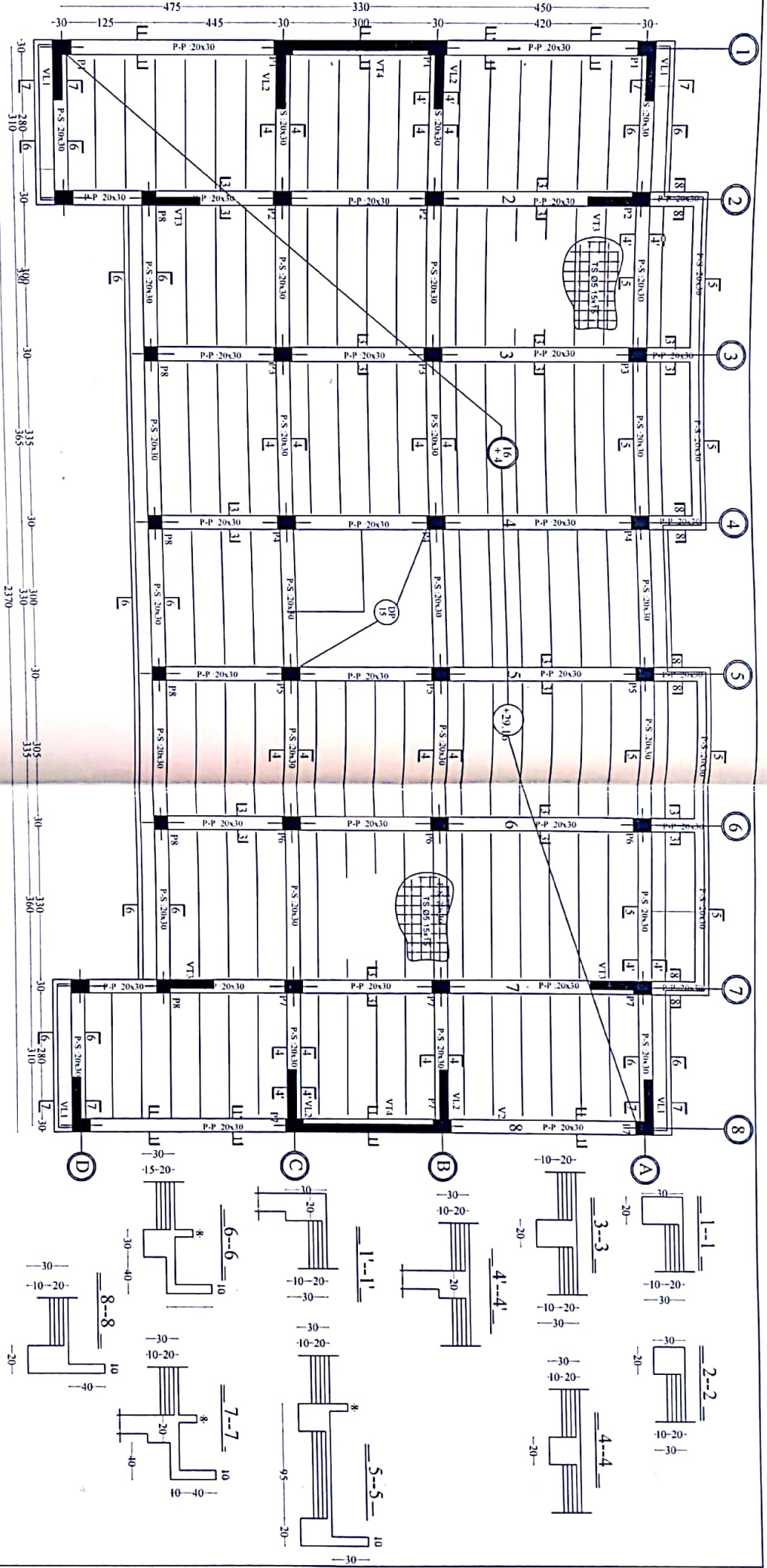


PLAN DE COFFRAGE NIV: +29.16 m



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la construction
 département de Génie Civil

ETUDE par: Mr Hamdad Sidali Mr Eleghritssi Abdennour	TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +29.16 m
DIRIGE par: Mme ARMOUSSEI	
PROMOTION : 2018 2019	Echelle: 1/50

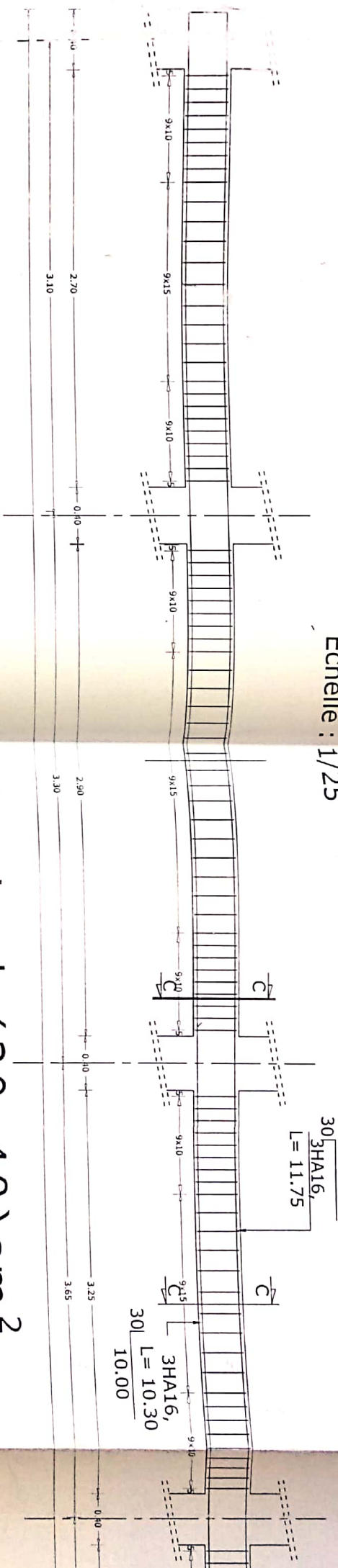


PLAN DE COFFRAGE NIV: +29.16 m

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la construction département de Génie Civil	
ETUDE par: Mr Hamdad Sidali Mr Elieghricssi Abdennour DIRIGE par: M. AKMOUSSSI	TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +29.16 m Echelle: 1/50
PROMOTION : 2018/2019	

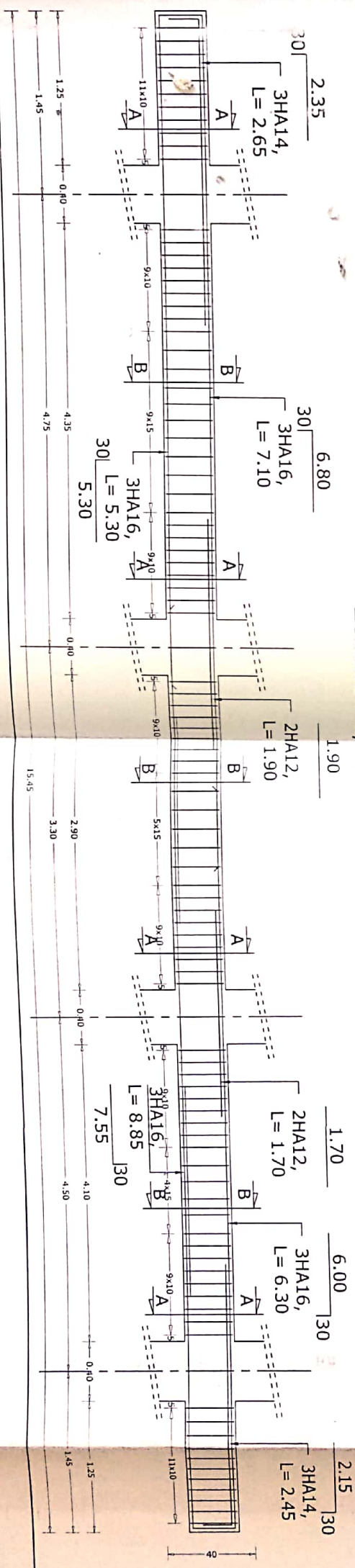
Ferrailage de la poutre secondaire (25x35) cm²

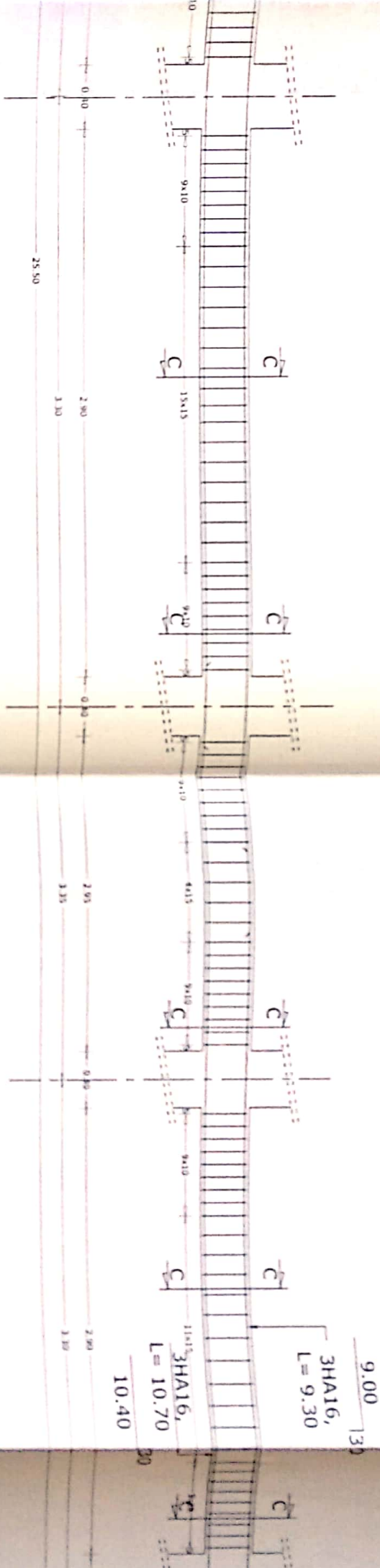
Echelle : 1/25



Ferrailage de la poutre principale (30x40) cm²

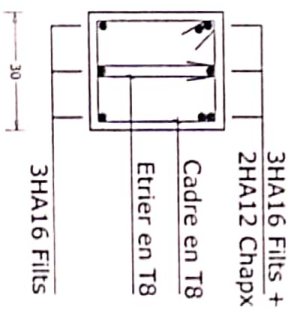
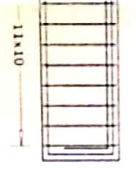
Echelle : 1/25



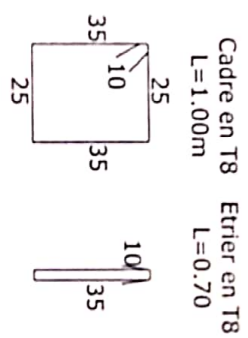


2.15
30

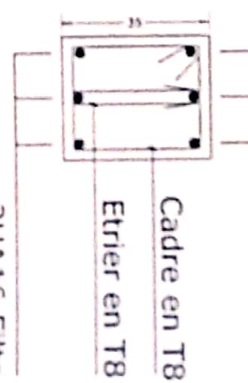
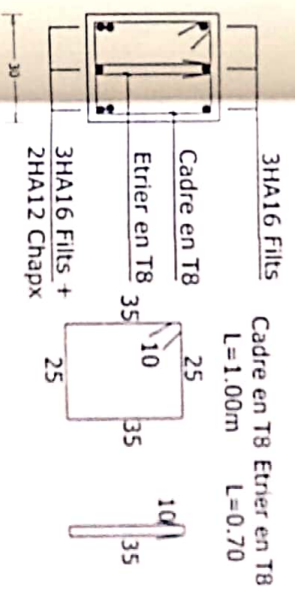
3HA14,
L = 2.45



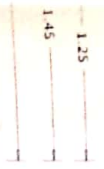
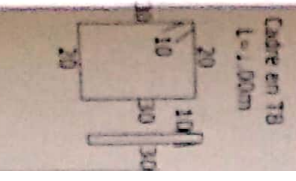
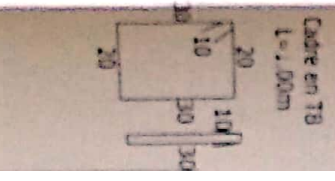
Coupe A-A

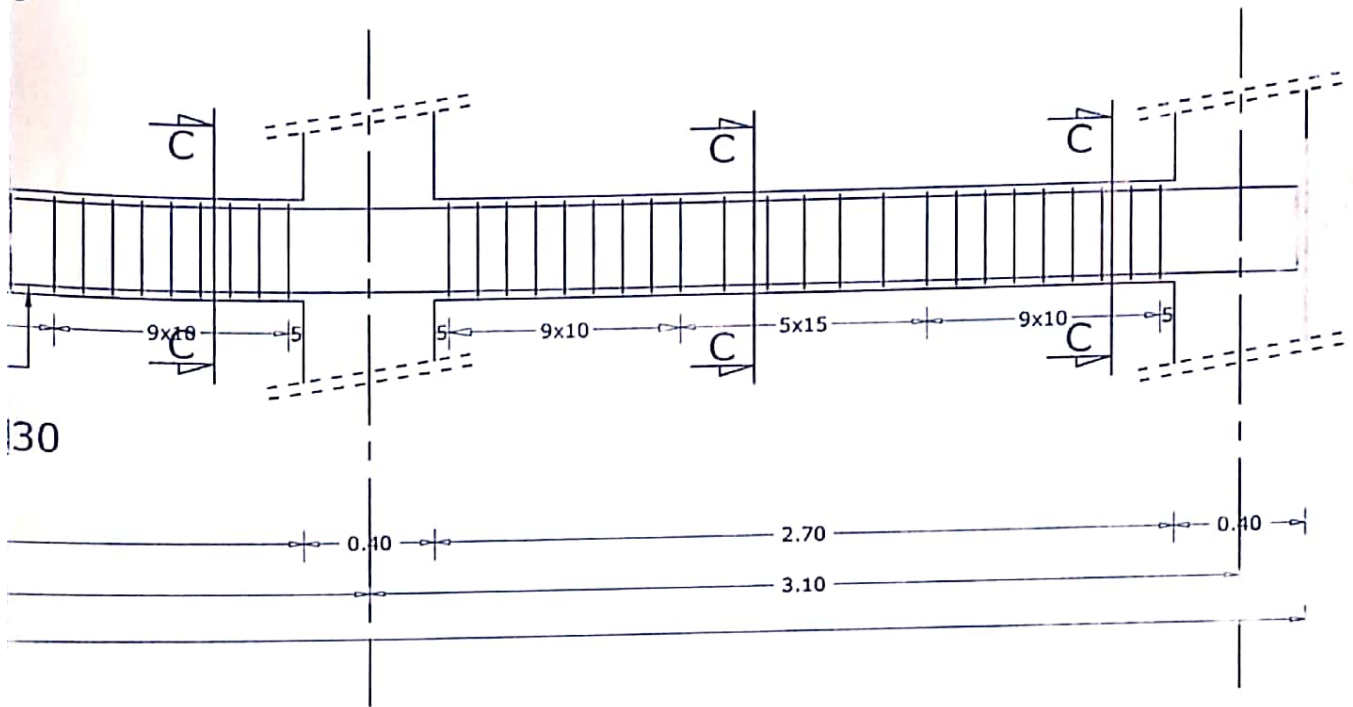


Coupe B-B



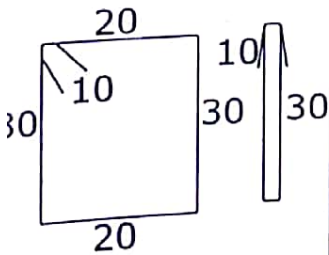
Coupe C-C





C-C

Cadre en T8
L=1.00m



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Projet :
étude d'un bâtiment (R+8) a usage
d'habitation et commercial

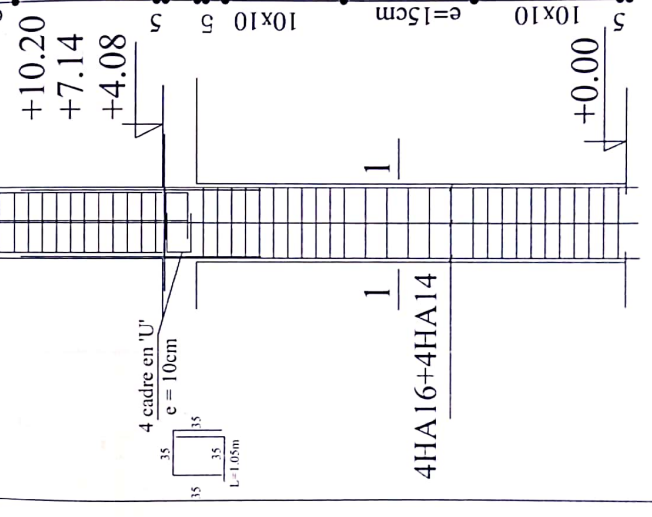
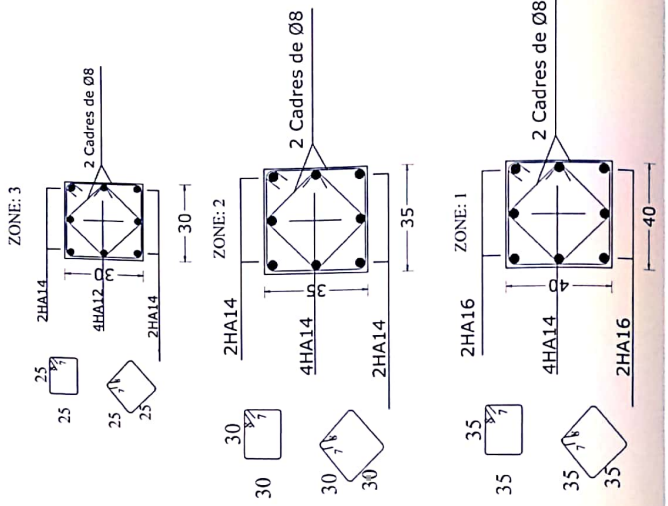
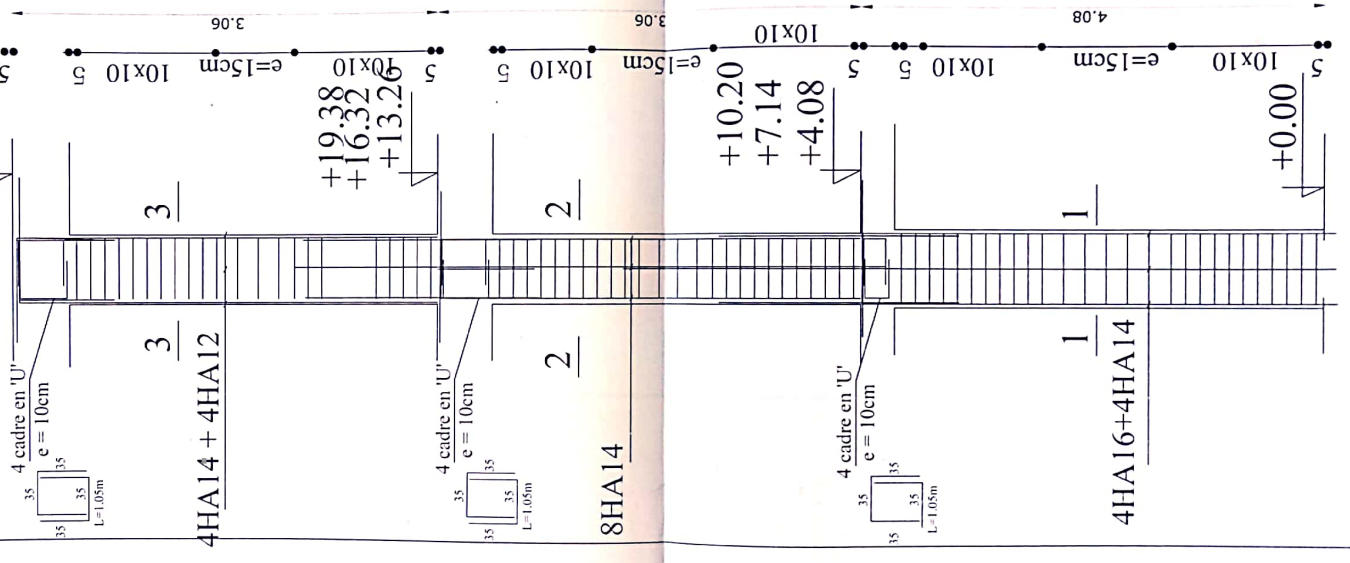
Ferrailage
de la poutre

2018/2019
Ech : 1/100

Etudié par :
Mr: HAMDAD Sid Ali
Mr: ELGHERISSI Abdenour

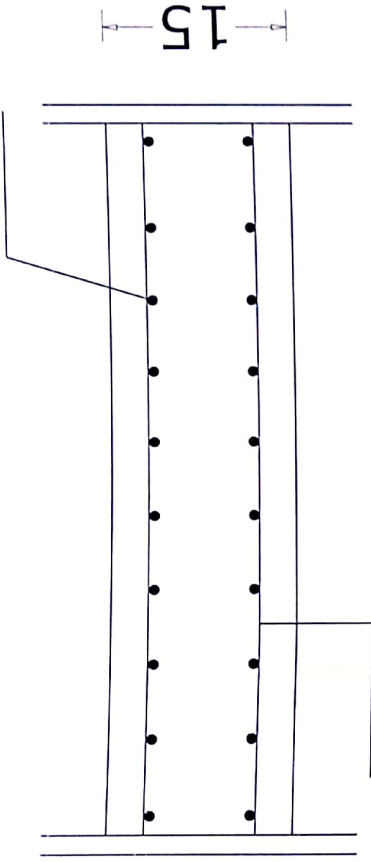
Dirigé par :
M^{me} AKMOUSSI

+28.56
+25.50
+22.44



UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Projet : étude d'un bâtiment (R+8) a usage d'habitation et commercial	Férrailage des Poteaux
2018/2019 Ech : 1/100	Dirigé par : M ^{me} AKMOUSSI
Étudié par : M ^r : HAMIDAD Sid Ali M ^r : ELGHERISSI Abdenour	

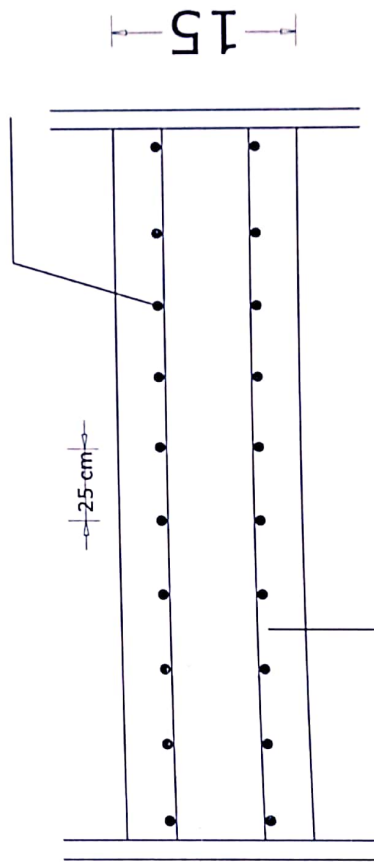
Ferraillage de la dalle salle machine, sens X - X
 4 HA 8/ml e = 25 cm



4 HA 8/ml e = 25 cm

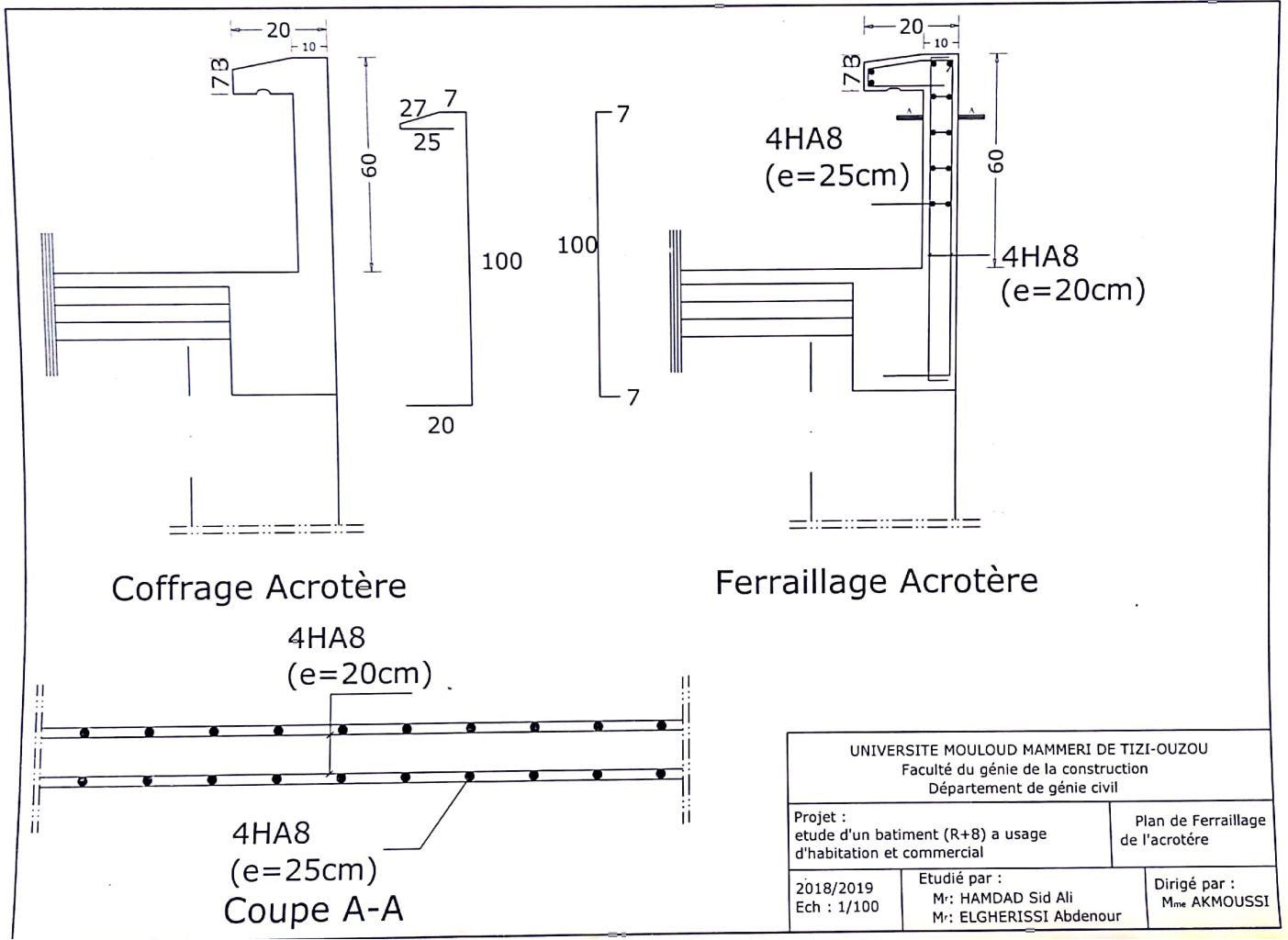
Ferraillage de la dalle salle machine, sens Y - Y

4 HA 8/ml e = 25 cm

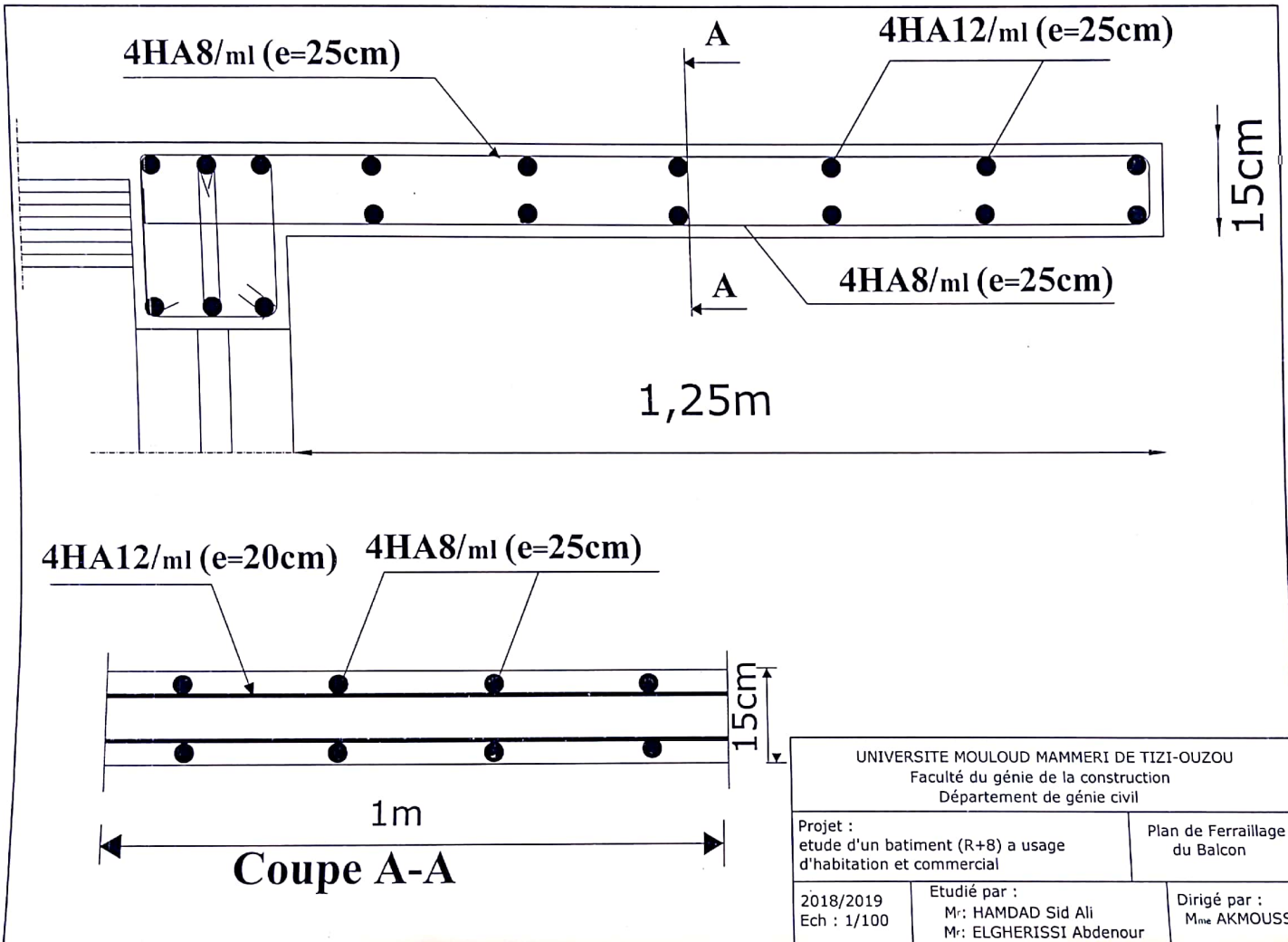


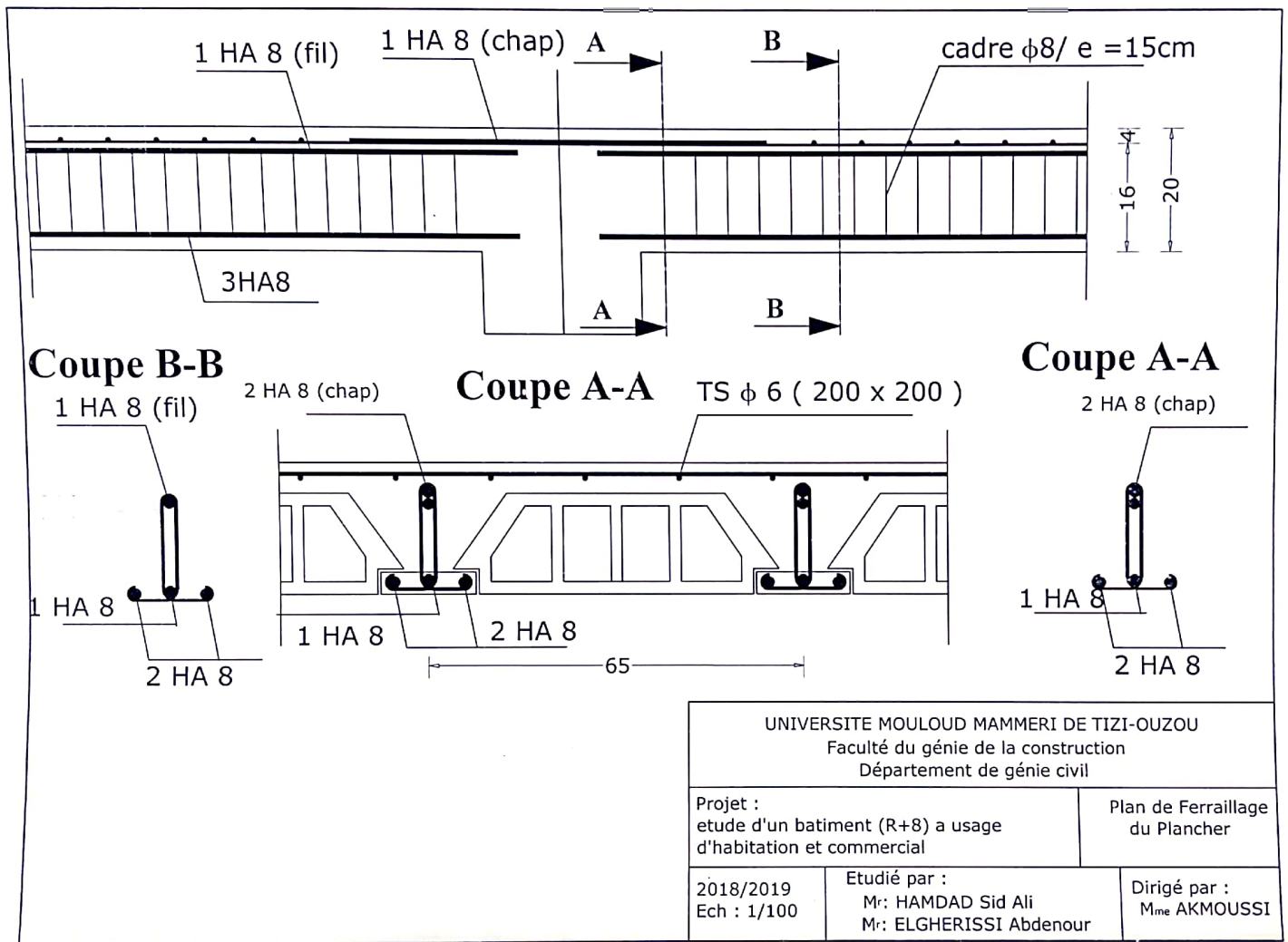
4 HA 8/ml e = 25 cm

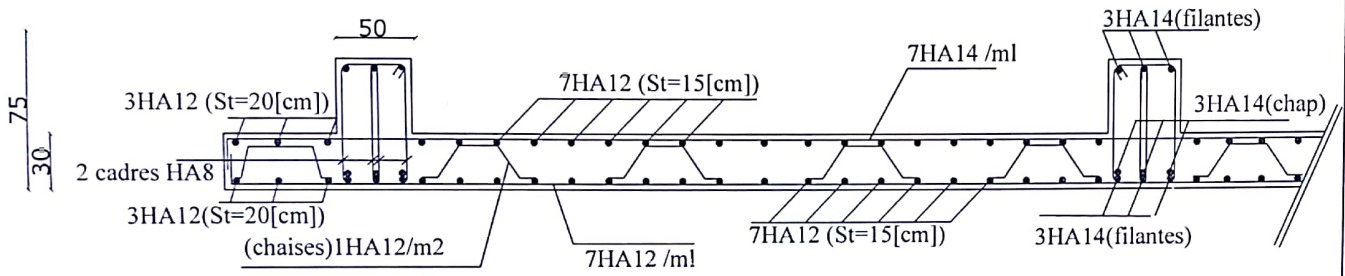
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU Faculté du génie de la construction Département de génie civil		Plan de Ferraillage de la dalle salle machine	Dirigé par : M ^{me} AKMOUSSI
Projet : étude d'un bâtiment (R+8) a usage d'habitation et commercial	Etudié par : M ^r : HAMDAD Sid Ali M ^r : ELGHERISSI Abdenour		
2018/2019 Ech : 1/100			



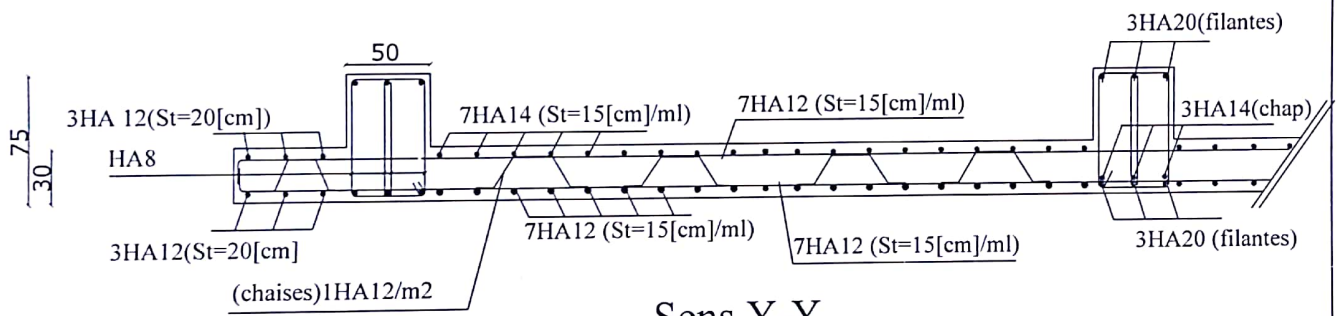
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU Faculté du génie de la construction Département de génie civil		
Projet : etude d'un bâtiment (R+8) a usage d'habitation et commercial		Plan de Ferrailage de l'acrotère
2018/2019 Ech : 1/100	Etudié par : M: HAMDAD Sid Ali M: ELGHERISSI Abdenour	Dirigé par : M ^{me} AKMOUSSI





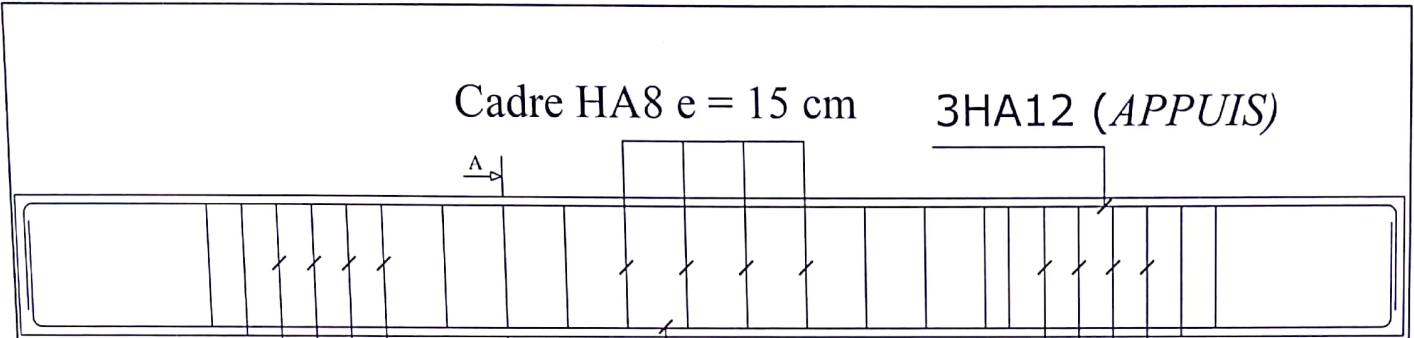


Sens X-X



Sens Y-Y

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU Faculté du génie de la construction Département de génie civil		
Projet : etude d'un batiment (R+8) a usage d'habitation et commercial		FERRAILLAGE DU RADIER
2018/2019 Ech : 1/100	Etudié par : M.: HAMDAD Sid Ali M.: ELGHERISSI Abdenour	Dirigé par : M.me AKMOUSSI



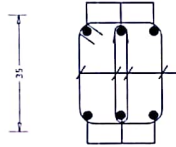
Cadre HA8 e = 8 cm

Cadre HA8 e = 8 cm

Coupe A - A

3HA12 (TRAVÉE)

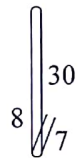
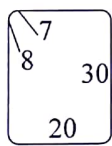
3 HA12 (Appuis)



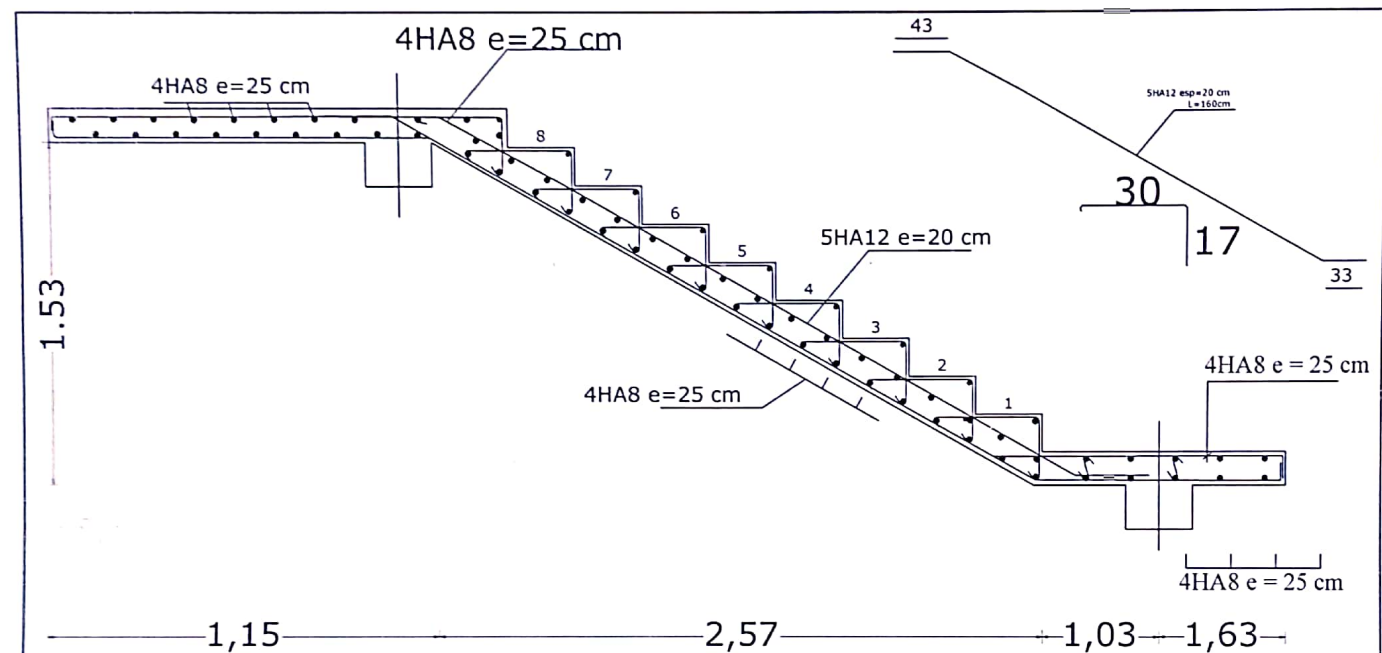
Cad+ etr.Ø8

3 HA12 (Travée)

25



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU Faculté du génie de la construction Département de génie civil		
Projet : etude d'un bâtiment (R+8) a usage d'habitation et commercial		Plan de Ferrailage du Paliers
2018/2019 Ech : 1/100	Etudié par : Mr: HAMDAD Sid Ali Mr: ELGHERISSI Abdenour	Dirigé par : Mme AKMOUSSI



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du génie de la construction
 Département de génie civil

Projet :
 etude d'un bâtiment (R+8) a usage
 d'habitation et commercial

Plan de Ferrailage
 de Escalier

2018/2019
 Ech : 1/100

Etudié par :
 Mr: HAMDAD Sid Ali
 Mr: ELGHERISSI Abdenour

Dirigé par :
 Mme AKMOUSSI

