

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



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : Construction Civiles et Industrielles.

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-Sol+Charpente en bois) à usage
d'habitation et commercial contreventée par voile porteur
Avec le logiciel ETABS**

Etudié par : M^r **KHAZNADJI Kamel**
M^r **MEZIANI Said**

Dirigé par : M^r **ALICHE.A**

Promotion : 2018/2019

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier avant tout dieu de nous avoir donné la force, la patience et le courage pour mener ce projet à terme.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles, amis respectives, pour leurs soutient quotidiens de près ou de loin.

Nous tenons à exprimer notre sincère gratitude pour notre promoteur M^r ALICHE de nous avoir encadré, pour son apport inestimable, qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa propre personne.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également au corps professionnels, administratifs et les enseignants du département de Génie Civil.

Dédicace

Je dédie cet humble travail à :

Ma mère et mon père,

Mes frères et sœurs

À tous mes amis (es)

Mon Binôme et sa famille

Ainsi qu'a tout les étudiants (es)enseignants(es)

A toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin à ma réussite, je les remercie pour leur soutien et confiance.

KAMEL

Dédicaces

*Je dédie cet humble travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je les
remercie pour leur soutien, amour et confiance*

A mes très chers frères : Lyes, Rafik

A ma chère sœur : Hassina

*A tous mes amis : Younes, Azeddine, Aghiles, Lotfi, Mahdi,
Jugurta, M^{ed} Ameziane, Salim, Yahia*

A mon binôme et sa famille

A toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin

A toute la promotion 2018 /2019

Ce modeste travail est à vous, j'en serais pas là sans vous. MERCI

Said

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.	Introduction.....	1
I.2.	Implantation de l'ouvrage.....	1
I.3.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.4.	Conception structurelle.....	2
I.5.	Règlementation utilisée.....	6
I.6.	Présentation de la méthode de calcul aux états limites.....	7
I.7.	Caractéristiques mécanique des matériaux.....	10
	I.7.1 Le béton.....	10
	I.7.2 Les acier.....	15

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1.	Introduction.....	19
II.2.	Pré-dimensionnement des planchers.....	19
	II.2.1 Plancher en corps creux	19
	II.2.2.Plancher en dalle pleins	20
II.3.	Pré-dimensionnement des poutres.....	22
II.4.	Pré-dimensionnement des Les voiles.....	24
II.5.	Pré-dimensionnement des Les poteaux.....	26
	II.5.1.Evaluation des charges et surcharges.....	26
	II.5.2.Descente de charges.....	27
	II.5.3.Loi de dégression des charges d'exploitation.....	30
	II.5.4.Vérification relatives aux coffrages	32
	II.5.4.Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	33

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS

III.1	Calcul des planchers.....	35
	III.1.1 Introduction.....	35
	III.1.2 Ferrailage de la dalle de compression.....	35
	III.1.3 Etude de la poutrelle.....	36
	III.1.4 Choix de la méthode de calcul.....	40
	III.1.5 Application de la méthode des trois moments.....	43
	III.1.6 Ferrailage des poutrelles a l'ELU.....	47
	III.1.7 Les vérifications a l'ELU.....	49
	III.1.8 Calcul a l'ELS.....	52
	III.1.9 Vérification a l'ELS.....	54
III.2	Calcul des balcons.....	59
	III.2.1 Introduction.....	59
	III.2.2 Dimensionnement du balcon.....	59
	III.2.3 Détermination des charges et surcharges du balcon.....	60
	III.2.4 Ferrailage des balcons.....	62
	III.2.5 Vérification a l'ELU.....	63
	III.2.6 Vérification a l'ELS.....	64
III.3	Calcul de l'escalier.....	66
	III.3.1 Introduction.....	66
	III.3.2 Pré dimensionnement des escaliers d'étage courant.....	66
	III.3.3 Détermination des charges et surcharges.....	68
	III.3.4 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU...	69
	III.3.5 Ferrailage des escaliers.....	73

III.3.6	Vérification a l'ELU.....	75
III.3.7	Calcul a l'ELS.....	78
III.3.8	Vérification a l'ELS.....	83
III.4	Calcul de la poutre palière.....	86
III.4.1	Introduction.....	86
III.4.2	Pré dimensionnement de la poutre palière.....	86
III.4.3	Détermination des charges et surcharges.....	87
III.4.4	Calcul des efforts à L'ELU	87
III.4.5	Calcul des armatures.....	88
III.4.6	Vérification à l'ELU.....	89
III.4.7	Calcul a l'ELS.....	93
III.4.8	Vérification à l'ELS.....	94
III.5	Etude de la poutre de chainage.....	96
III.5.1	Introduction.....	96
III.5.2	Dimensionnement de la poutre.....	96
III.5.3	Evaluation des charges.....	96
III.5.4	Combainaisons de charges.....	97
III.5.5	Calcul des efforts internes.....	97
III.5.6	Ferailage a l'ELU.....	99
III.5.7	Vérification a l'ELU.....	101
III.5.8	Vérification a l'ELS.....	102
III.6	Etude de la charpente.....	105
III.6.1	Introduction.....	105
III.6.2	Détermination des charges.....	105
III.6.3	Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU.....	106
III.6.4	Dimensionnement des pannes.....	107
III.6.5	Dimensionnement des chevrons.....	109
III.6.6	Dimensionnement des linteaux.....	110
CHAPITRE IV : MODELISATION		
IV.3	Introduction.....	112
IV.2	Description du logiciel ETABS.....	112
IV.3	Etapas de modélisation.....	113
CHAPITRE V : VERIFICATION DES RESULTATS		
V.1	Introduction.....	125
V.2	Méthodes de calcul.....	125
V.3	Vérification des conditions du RPA 99 version 2003.....	126
V.3.1	Vérification de la période fondamentale de la structure.....	126
V.3.2	Vérification de l'excentricité.....	128
V.3.3	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale..	131
V.3.4	Justification du système de contreventement.....	131
V.3.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	135

V.3.6 Vérification des déplacements relatifs.....	138
V.3.7 Vérification du déplacement maximal de la structure.....	140
V.3.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	142
V.3.9 Effort normal réduit.....	143

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

VI. Introduction.....	145
VI.1 Ferrailage des poteaux.....	145
VI.1.1 Calcul des armatures à l'ELU.....	148
VI.1.2 Vérification à l'ELU	152
VI.1.3 Vérification à l'ELS	155
VI.2 Ferrailage des Poutres.....	158
VI.2.1 Recommandation du RPA99/2003 pour le ferrailage des poutres...	158
VI.2.2 calcul des armatures à l'ELU.....	159
VI.2.3 Vérification à l'ELU.....	163
VI.2.4 Vérification à l'ELS.....	163
VI.3 Ferrailage des voiles.....	170
VI.3.1 Introduction.....	170
VI.3.2 Exposé de la méthode.....	171
VI.3.3 Détermination des diagrammes de contraintes.....	171
VI.3.4 Détermination des armatures.....	172
VI.3.5 Les vérifications.....	175
VI.3.6 Calcul de ferrailage.....	176
VI.3.7 Vérifications à l'ELU.....	178
VI.3.8 Vérification à l'ELS.....	179

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction.....	184
VII.2 Choix du type de fondation.....	184
VII.2.1 Semelle isolées.....	184
VII.2.2 Semelle filantes.....	185
VII.2.3 Etude de Radier générale.....	188
VII.3 Ferrailage de radier générales.....	197
VII.3.1 Vérification à l'ELU.....	199
VII.4 Ferrailage de débord.....	203
VII.5 Ferrailage des nervures	204

CHAPITRE VIII : ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

VIII.1 Introduction.....	225
VIII.2 Pré-dimensionnement du voile périphérique.....	225
VIII.3 Détermination des sollicitations.....	225
VIII.4 Ferrailage du voile périphérique.....	227
VIII.4.1 Ferrailage à l'ELU.....	228
VIII.4.2 Vérification à l'ELS.....	229

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Vérification des résultats

Tableau II.2 : charge permanente de la toiture

Tableau II.3 : charge permanente de plancher sous toiture

Tableau II.4: charge permanente de plancher étage courant

Tableau II.5 : charge permanente de murs extérieurs

Tableau II.6: charge permanente de murs intérieurs

Tableau II.7 : Les surcharges pour les différents étages

Tableau II.8 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

CHAPITRE III : Calcul des éléments

Tableau III.1 : Les charges revenant au plancher

Tableau III.2 : Les combinaisons de charge

Tableau III.3 : Calcul des moments aux travées

Tableau III.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Tableau III-6 : Détermination des sollicitations

Tableau III-7 : charge permanente du garde corps (G1)

Tableau III.8 : Calcul de la charge permanente du palier

Tableau III.9 : Calcul de la charge permanente de la paillasse

CHAPITRE V : Vérification des exigences du RPA 99 version 2003

Tableau V.1 : Période choisie en fonction de la condition sur T

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

Tableau V.3: Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Tableau V.4 : Pourcentages des efforts horizontaux

Tableau V.5 : récapitulatif des résultats

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments

Tableau VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Tableau VI.3: Efforts internes dans les poteaux

Tableau VI.4 : Calcul des armatures pour les poteaux

Tableau VI.5 : Quantité minimale d'armatures transversales

Tableau VI.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau VI.7: Vérification de la condition de non fragilité

Tableau VI. 8 : Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier

Tableau VI.9 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Tableau VI.10: Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

Tableau VI.11 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

Tableau VI.12 : Vérification de la contrainte d'adhérence

Tableau VI.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales

Tableau VI.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires

Tableau VI.15 : Tableau des efforts normaux

Tableau VI.16 : Tableau des armatures verticales

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Tableau VII.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Tableau VII.4 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Tableau VII.5 : Vérification de non-fragilité.

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Tableau VIII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

CHAPITRE VIII : Etude de voile périphérique

Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes a l'ELS

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage

- Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux
- Figure I.2 : Elément d'un plancher en dalle pleine
- Figure I.3 : Schéma d'un escalier
- Figure I.4 : Mur en double et simple cloisons.
- Figure I.5: Exemple de ferme classique
- Figure I.6 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.
- Figure I.7 : diagramme contrainte déformation à l'ELS
- Figure I.8: Diagramme contraintes – déformations de l'acier.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Figure II .1 : Coupe verticale du plancher.
- Figure II.2 : La petite et la grande portée de la dalle.
- Figure II.2 : Coupe de voile en élévation
- Figure II.3 : coupe verticale des différents voiles
- Figure II.4: surface d'influence.

Chapitre III : calcul des éléments

- Figure III.1 : Coupe transversal d'un plancher corps creux
- Figure III.2 Treillis soudé de 15x15cm
- Figure III.3 Section de la poutrelle
- Figure III.4 : Schéma de calcul de la poutrelle.
- Figure III.5 : Schéma de la dalle de la compression
- Figure III.6 : Méthodes des trois moments
- Figure III.7 : Schéma statique N°1 de la poutrelle
- Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU
- Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant
- Figure III. 10 : schéma statique N°2 de la poutrelle
- Figure III.11: Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en travées.
- Figure III .12 : Diagramme des moments fléchissant a ELS.
- Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchant
- Figure III.14 : Schéma statique du balcon
- Figure III.15 : Escalier
- Figure III.16 : Pré – dimensionnement de l'escalier étage courant
- Figure III.17 : Schéma statique de calcul a l'ELU
- Figure III.18: Diagrammes des efforts internes de l'escalier à L'ELU
- Figure III.19 : Schéma statique de calcul a l'ELS
- Figure III.20 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à L'ELS
- Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière

Figure III.22 : Diagramme des efforts interne à l'ELU
Figure III.23: Diagramme des efforts interne à l'ELS
Figure III.24: Les dimensions de la poutre de chainage
Figure III.25 : Schéma du chargement a l'ELU
Figure III.26 : Schéma du chargement a l'ELS
Figure III.27 : Diagramme des efforts internes a l'ELU
Figure III.28 : Diagramme des efforts internes a l'ELS
Figure III.29: Schéma chargement de la panne
Figure III.30 : Schéma chargement des chevrons

Chapitre IV: Modélisation et présentation du logiciel ETABS

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure
Figure IV.2 : Disposition voiles RDC et Etage courant
Figure IV.3 : Disposition voiles sous sol

Chapitre V: Vérification des exigences du RPA99 version 2003

Figure V.1 : Proportion de reprises des charges horizontales par les éléments de contreventement.

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1 : Section de ferrailage
Figure VI.2 : Section partiellement comprimée (S.P.C)
Figure VI.3 : zone nodale dans le poteau
Figure VI.4: convention de signe pour les efforts interne dans les voiles
Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier
Figure VII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.
Figure VII.3 : le panneau le plus sollicité
Figure VII.4 : Schéma statique du débord.
Figure VII.5: Répartition trapézoïdale
Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié.
Figure VII.7: Répartition triangulaire
Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).
Figure VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).
Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l' ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).
Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).

Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure à l' ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens xx).

Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy)

Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).

Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

Figure VII.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).

Figure VII.20: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

Figure VII.21: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

Figure VII.22: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

Figure VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

Chapitre VII: Etude de voile périphérique

Figure VIII.1 : Schéma statique du voile périphérique

Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique et l'explosion démographique remarquer ses deux dernier siècles, à conduis les pays industrialisés à privilégier les constructions verticales plus hautes dans un souci d'économie de l'espace et de cout.

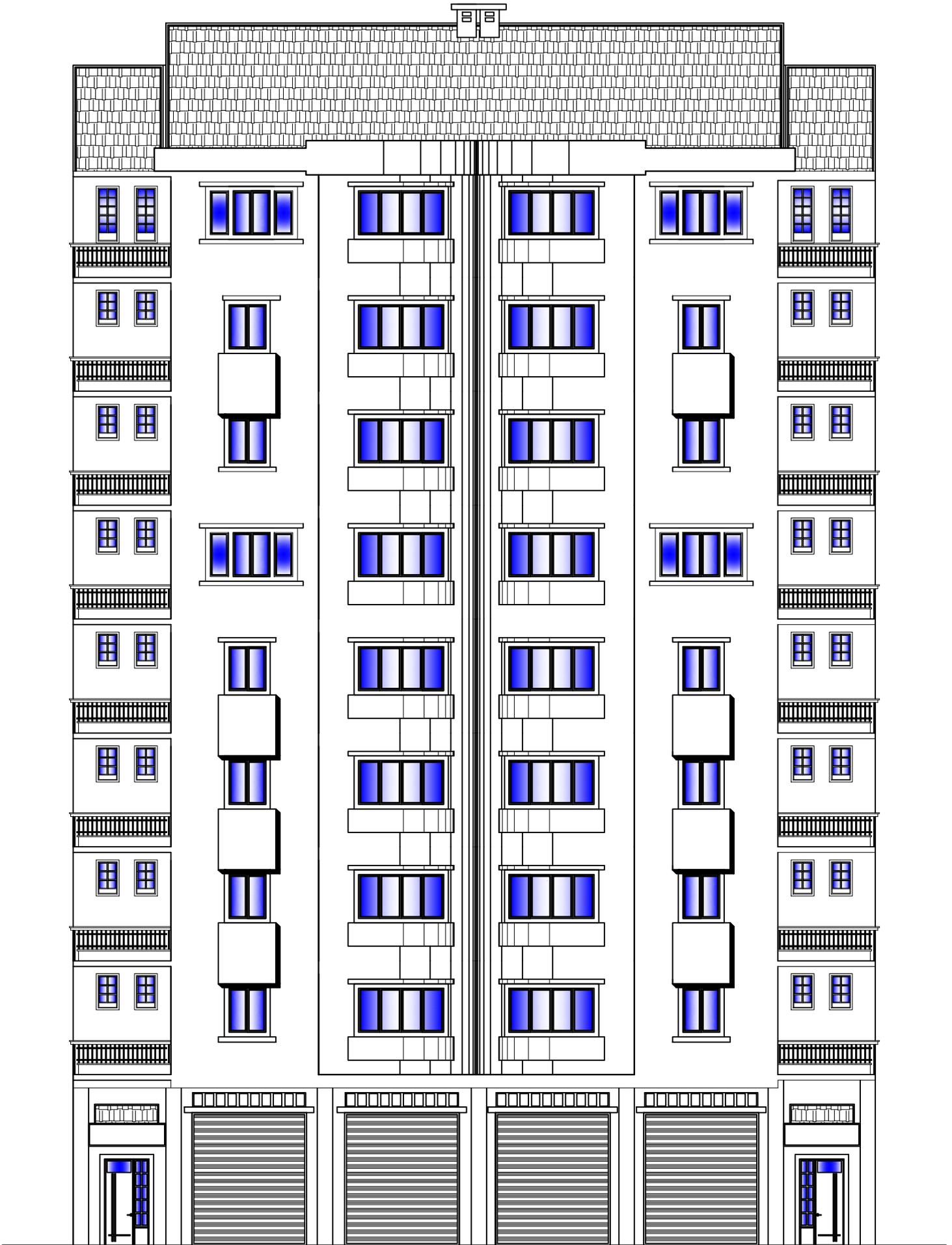
Pour l'Algérie qui se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle se représente comme étant une région à forte activité sismique ce qui rend ses derniers plus vulnérables et plus exposées aux risques sismiques, mettant ainsi la vie de ses occupants et celle de ceux qui habitent les bâtisses voisines en danger.

Les expériences vécues, durant les derniers séismes (Boumerdès) a conduit les pouvoirs publics, avec l'assistance des experts dans le domaine à modifier le règlement parasismique. Cette modification vise à épargner la vie des usagers en cas de séismes induisant ainsi à des coûts supplémentaires des constructions.

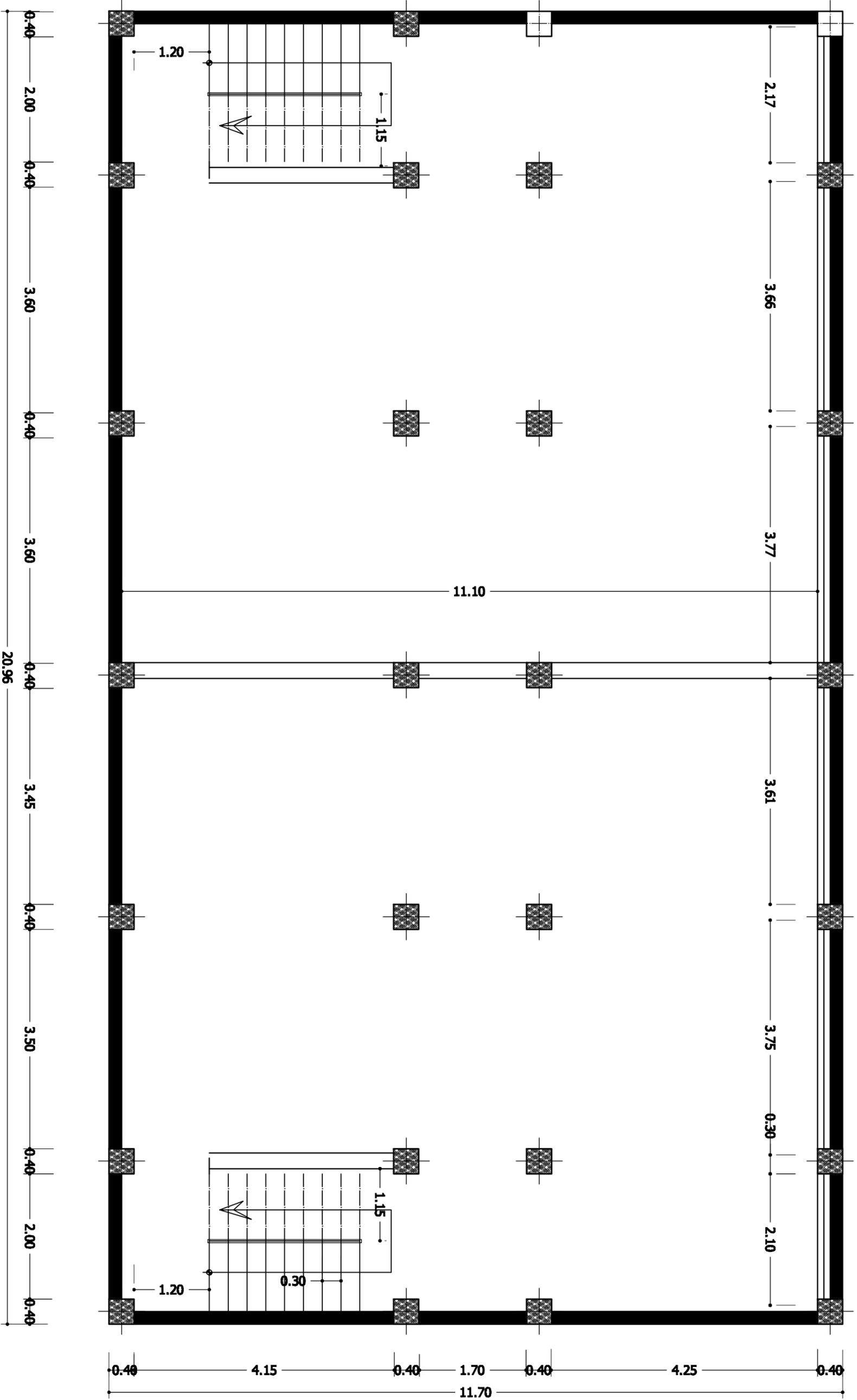
Notre rôle comme ingénieurs donc, et de respecter les normes indiqué dans le BAEL et les recommandations parasismiques du l'RPA, ainsi que le CBA qui rigidifient convenablement la structure, dans le des buts d'assuré: la sécurité, économie et confort aux habitants.

Dans notre projet d'étude, la structure est composer de (R+8+S-sol+Charpente en bois), nous mettront l'accent sur les différentes étapes suivantes : nous commençons par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au pré-dimensionnement des éléments, calcul des éléments, la modélisation et vérifications RPA. Puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder au ferrailage des différents éléments.

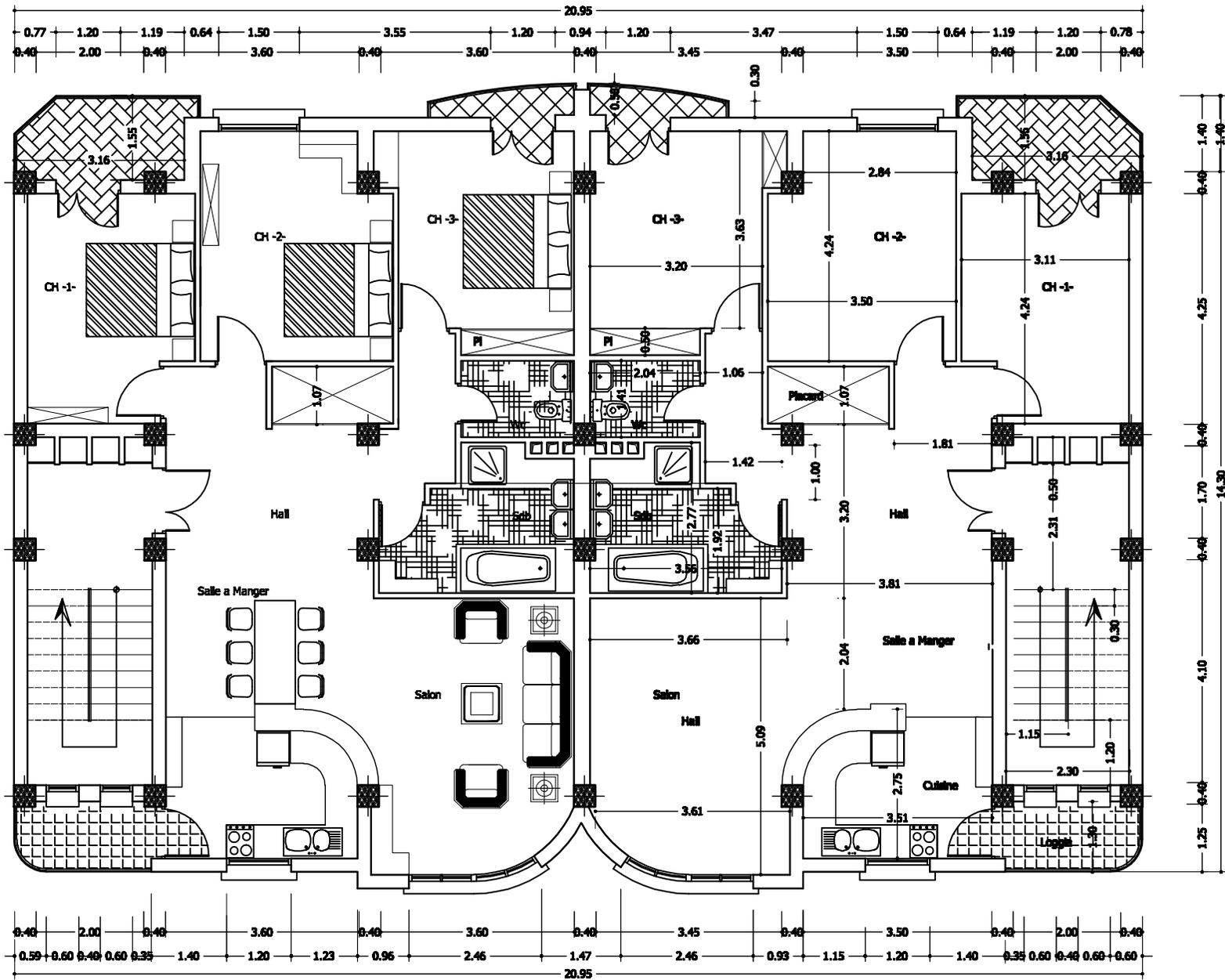
Au final, nous élaboreront les plans de coffrages et de ferrailages et les dimensions des éléments qui permettront de conclure notre travail sur des schémas qui indique les conditions d'exécution sur le terrain.



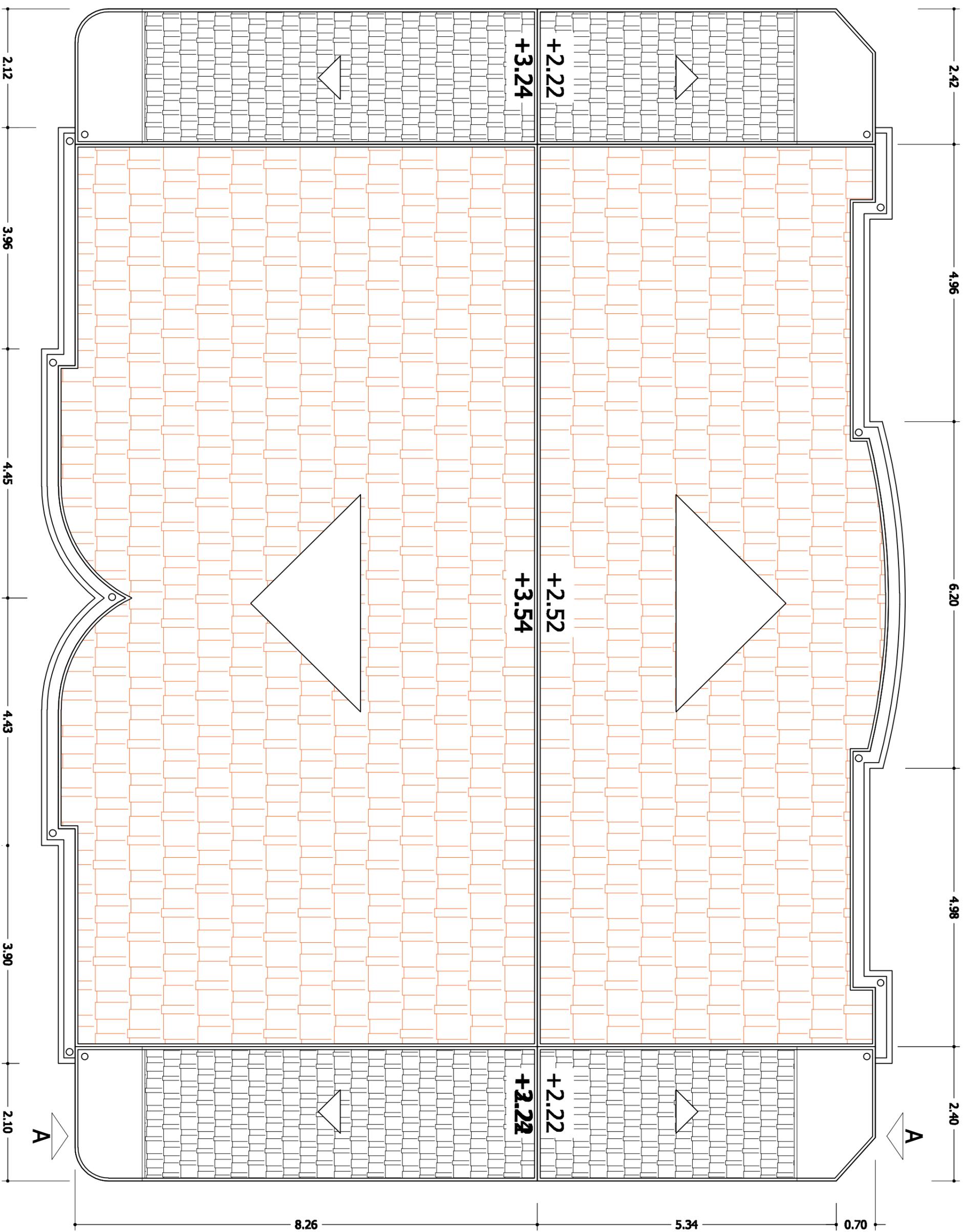
VUE EN PLAN SOUS SOL. Ech.1:50



VUE EN PLAN ETAGE COURANT. Ech.1:50



VUE EN PLAN DE TOITURE. Ech.1:50



Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Implantation de l'ouvrage

Notre projet sera implanté à Tizi-Ouzou classer selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) de groupe d'usage 2.

Le but est d'étudier un bâtiment (R+8+S/SOL+charpente en bois) à usage habitation et commercial, ce bâtiment est composé de :

- D'un sous sol.
- D'un rez de chaussée (RDC) à usage commercial.
- De (08) étage à usage habitation.
- De deux (02) cages d'escalier.
- D'une charpente en bois.

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

• Dimension en élévation

Hauteur du sous sol	h = 3,00 m.
Hauteur de RDC.....	h = 4,50 m.
Hauteur d'étage courant	h = 3,00 m.
Hauteur total de la structure	h=31,76 m.
Hauteur totale du bâtiment sans charpente.....	h=28,5 m

- **Dimension en plan**

Longueur totale de bâtiment $L_{\text{long.}} = 20,95 \text{ m.}$

Largeur totale de bâtiment $L_{\text{trans}} = 14,30 \text{ m.}$

Longueur totale du sous sol $L_{\text{long.}} = 20,96 \text{ m.}$

Largeur totale Du sous sol $L_{\text{trans}} = 11,70 \text{ m.}$

I.4 Conception structurelle

I.4.1 Structure porteuse : notre structure est composée de :

- Ossature
- Les planchers
- Les escaliers
- Maçonnerie
- les revêtements
- toiture
- infrastructure

a. L'ossature

L'ossature de bâtiment est composée des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales, on peut les définir comme suite :

- Les voiles

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refend. Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il reprend les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

- Portiques

Les portiques Sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

b. Les planchers

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales

- **Fonction de résistance mécanique** : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
 - **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et en suite aux éléments verticaux (poteaux).

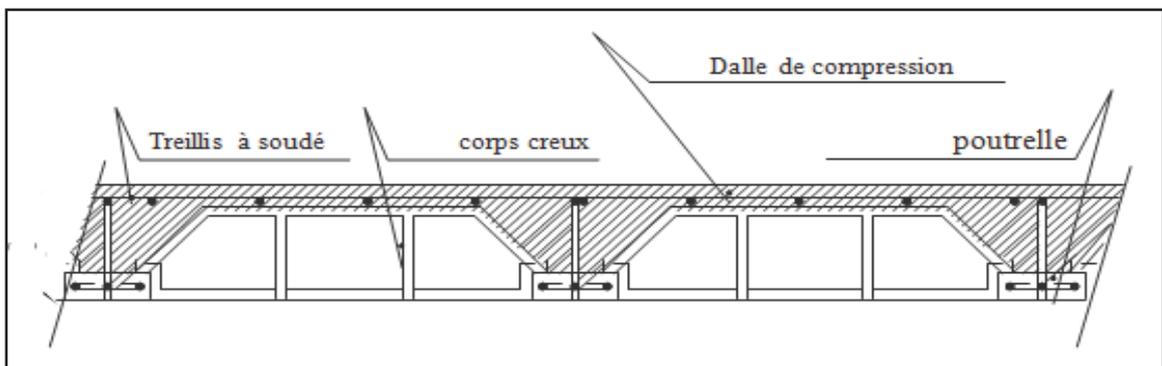


Figure I.1 : Élément d'un plancher en corps creux

- **Plancher en dalle pleine** : coulé sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers

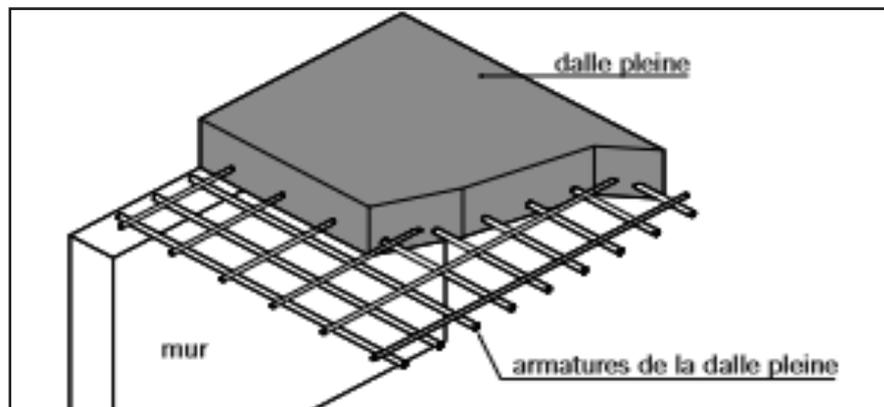


Figure I.2 : Élément d'un plancher en dalle pleine

c. Escaliers

Se sont les éléments en béton armé qui permettent de servir les différentes étages d'une construction; notre bâtiment est muni De deux cage d'escaliers du RDC jusqu'au huitième étage composé de :

1- trois volées et deux paliers de repos pour le RDC.

2-deux volées et un palier de repos pour les étages courants et le sous sol.

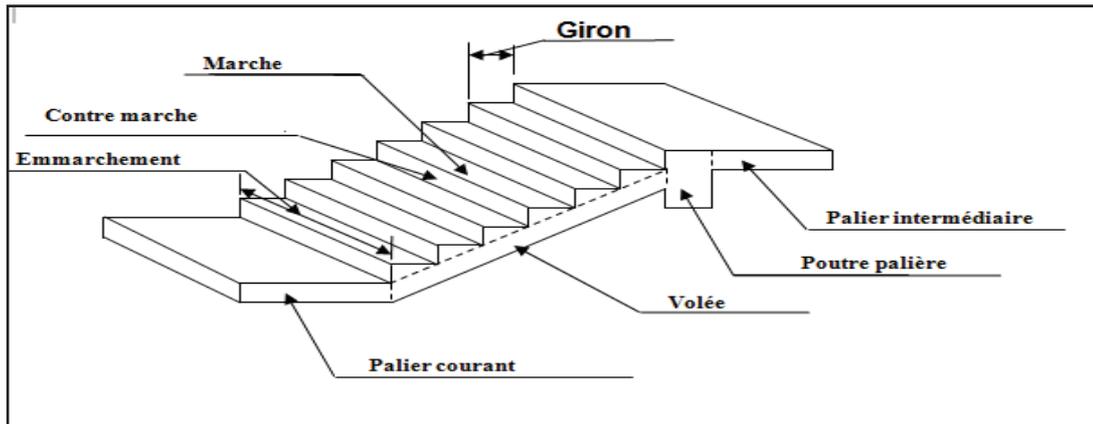


Figure I.3 : schéma d'un escalier

d. La maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

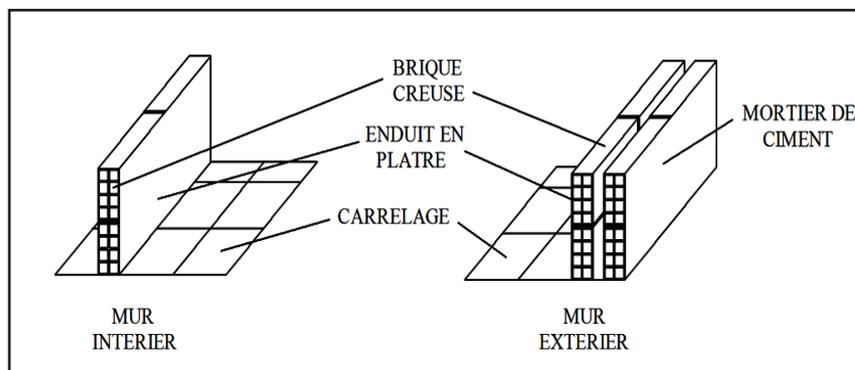


Figure I.4 : Mur en double et simple cloisons.

e. Les revêtements

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Dalle de sol pour les planchers.
- Marche contre marche en marbre pour les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux

f. Toiture : La toiture comprend :

- Charpente

C'est la structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture. La charpente doit assurer les fonctions suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives, solivettes ou fermettes.

- Couverture

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

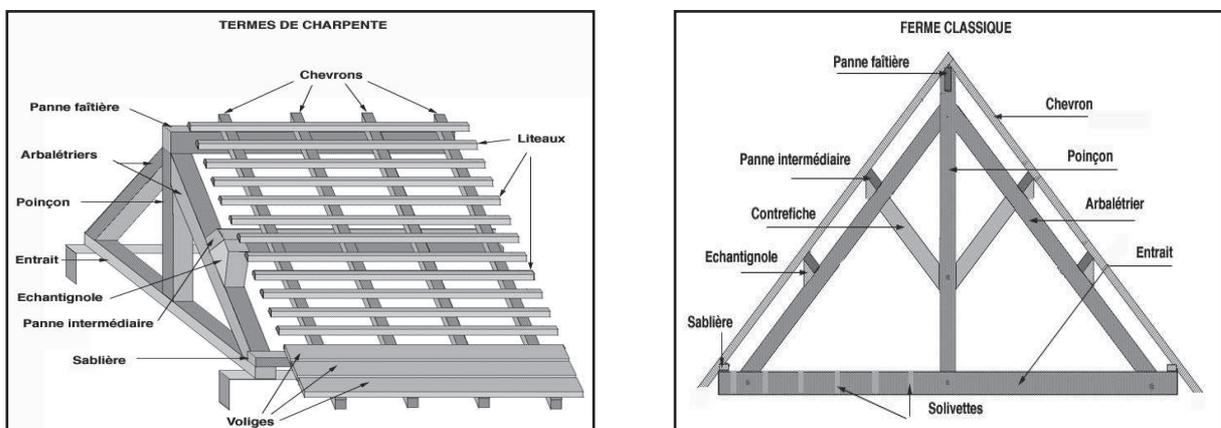


Figure I.5: Exemple de ferme classique

g. L'infrastructure: est constituée de fondations :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation à choisir dépend de l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe 2 types de fondations :

- **Les fondations superficielles**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3\text{m}$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6$ et $D > 3\text{ m}$: puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

I.5 Règlementation utilisée

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91, Révisé 99**).
- Le règlement parasismique algérien (**RPA 99/Version 2003**).
- Documentation technique réglementaire- charges permanentes et surcharges d'exploitations (**DTR**)
- CBA93 (conception et calcul des ouvrages en béton armé).

I.6 Présentation de la méthode de calcul aux états limites

• Définition des états limites

Un état limite est un état particulier dans le quelle une condition requise pour la construction ou l'un de ses éléments est strictement satisfaite est cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

1. Calcul aux états limites ultimes de résistance (ELU)

a. Définition

Il met en jeu la sécurité des personnes. Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments, avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de la section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).
- Transformation de la structure en un mécanisme.

Critères de calcul :

- Déformation relative ou courbe limite.
- Calcul de type rupture avec lois des contraintes déformations des éléments.

b. Hypothèses

- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

2. Calcul aux états limites de services (ELS)

a. Définition

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité, Ils correspondent aux conditions suivantes :

- Ouverture excessive de fissuration.
- Compression excessive de béton.
- Déformation excessive des éléments porteurs.
- Vibration excessive et/ou inconfortables.
- Perte d'étanchéité.

Critères de calcul

- Contraintes ou déformation limite.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...).

b. Hypothèses

- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

$$15 \left(\eta = \frac{E_s}{E_b} \right), \quad \eta : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

3. Combinaison d'action réglementaire

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

La combinaison de calcul à l'état limite ultime : $P_u = 1,35 G + 1,5Q$

Les combinaisons de calcul à l'état limite service : $P_s = G + Q$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation.

4. Actions et sollicitation

• Définition des actions

C'est l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations,....etc.) qui s'appliquent a une construction, on distingue :

a. Les actions permanentes (G)

S'applique pratiquement avec la même intensité pendant tout la durée de vie de l'ouvrage, les actions permanentes sont introduites dans les calcules avec leurs valeurs les plus probables ; à cette effet les volumes sont évalués d'après les dimensions prévues sur les dessins d'exécution.

Comportent :

- Le poids propre de la structure
- Les charges de la superstructure (équipements fixe).

b. Les actions variables (Q)

Actions dont l'intensité est plus au moins constante et définis par des textes réglementaires (DTR-BC-22), ils sont définis comme suite :

charge d'exploitation

- charge climatique (neige et vent)
- charges appliquées en cours d'exécution
- action de la température climatique
- autres actions variable.

c. les actions accidentelles

Les actions accidentelles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient telle que : séisme, action du feu, chocs,...etc. (BAEL91-A.3.1, 4).

I.7 caractéristiques mécanique des matériaux

Pour la conception de l'ouvrage, le matériau essentiel à utiliser est le béton armé qui est composé de deux éléments à savoir le béton et l'acier.

I.7.1 Le béton

- **Définition**

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau et éventuellement des adjuvants, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et les moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance qui devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

1. La résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindrique de diamètre 16cm et de hauteur 32cm, on déterminera la moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé "n" éprouvettes, donc nous aurons "n" valeurs des résistances de béton :

La résistance moyenne est

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

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

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$$

K : Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, il sera pris égale à 1.64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28}=25\text{MPa}$

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour les jours différents de 28 jours, elle est calculée comme suit :

Pour $j \leq 28$ jours

$$\left. \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Et } f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{array} \right\} \text{A.2.1, 11 BEAL91/modifiée99}$$

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj}=1,10 f_{c28}$ A.2.1, 11 BEAL91/modifiée99

A noter qu'une résistance caractéristique à la compression de 25MPa est facilement obtenue, sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier A.2.1, 13 BEAL91/modifiée99

2. La Résistance a la traction

Notée « f_{t28} », exprimée en MPa et conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1, 12 BEAL91/modifiée99}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

3. Etat limites des contraintes du béton

a. Etat limite ultime de résistance a la compression (E.L.U)

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

$$f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \dots\dots\dots \text{A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99.}$$

(γ_b) : Coefficients de sécurité partiale

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

- $\gamma_b = 1.15$ Situation Accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$ Situation Courante
- $\theta = 0.85$ $t < 1$ heure(Accidentelle)
- $\theta = 0.9$ $1\text{h} < t < 24$ heure (Accidentelle)
- $\theta = 1$ $t > 24$ heure (durable)

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'Etat Limite Ultime :

Pour la vérification a l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit « parabole-rectangle ».

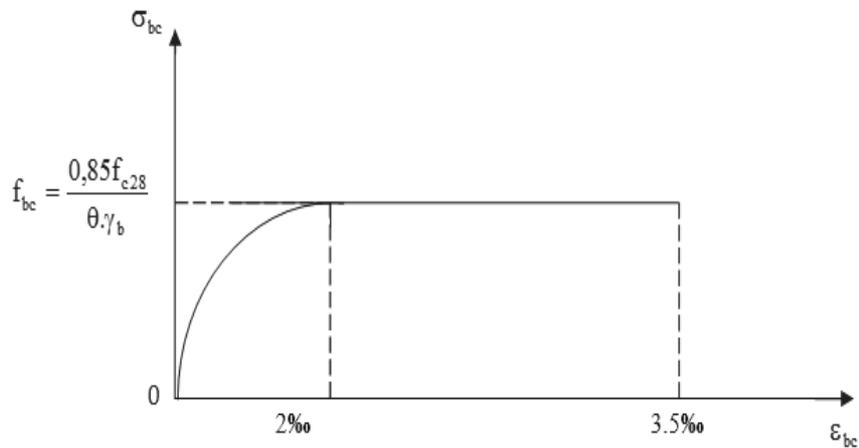


Figure I.6 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

b. Etat limite de service de résistance a la compression (E.L.S)

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Ce qui nous donne un diagramme de « contrainte-déformation » linéaire La contrainte limite de service a la compression de béton est limité par :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots \text{A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99.}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$ La contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

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

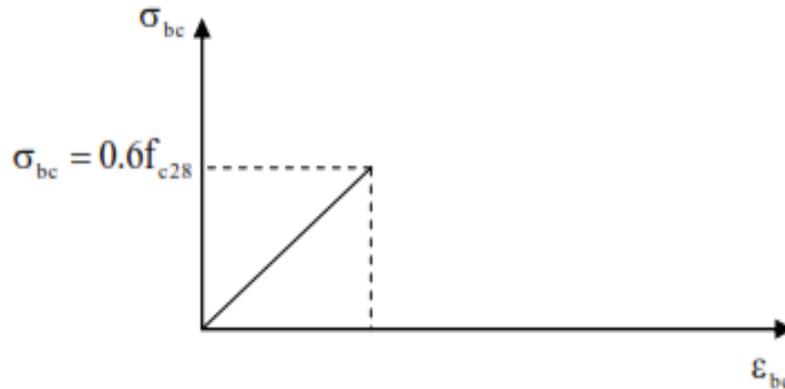


Figure 1.7 : diagramme contrainte déformation à l'ELS

c. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime notée (τ) pour les armatures droites [$a = 90^\circ$] est donnée par expressions suivantes :

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99})$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant

b_0 : la longueur de l'âme de la poutre

d : la hauteur utile

$\tau = \min (0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$\tau = \min (0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

4. Module d'élasticité

• Module d'élasticité longitudinale

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

- Module d'élasticité instantané [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99]

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, il vaut :

Dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99].**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \quad ; \quad [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{A.2.1, 21 BEAL91/modifiée99}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{vj} = E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité transversale :** Noté « G » et donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{MPa} \dots \dots \dots [\text{Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99}].$$

Avec :

E : Module de Young [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson, c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

Il sera prise égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service [ELS]

$\nu = 0$ à l'état limite ultime [ELU].

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

I.7.2 Les aciers

Les aciers sont caractérisés par leurs nuances, ainsi on peut distinguer :

- Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en barres	Haute Adhérence FeE 400	HA	400	1.6	1.5
Acier en treillis	Teillis soudé TL520	TS	520	1.3	1

❖ Module d'élasticité

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200000$ MPa..... A.2.2, 1 BEAL91/modifiée99

• Limite élasticité de l'acier

a. L'état limite ultime (ELU)

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité. La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{A.2.1, 2 BEAL91/modifiée99}$$

Avec :

f_e : désignant la limite d'élasticité des aciers utilisés.

σ_s : La contrainte de l'acier à l'ELU.

γ_s : coefficient de sécurité.

avec :

$\gamma_s = 1.15$ situations courante. (A.4.3.2 BAEL91 modifié99)

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

Nuance d'acier	Situation courante	Situation accidentelle
FeE400	$\sigma_{st} = 348\text{MPa}$	$\sigma_{st} = 400\text{MPa}$

- **Diagramme des contraintes déformation:..... A.2.2, 2 BEAL91/modifiée99**

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul ($\bar{\sigma}_s$) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivantes :

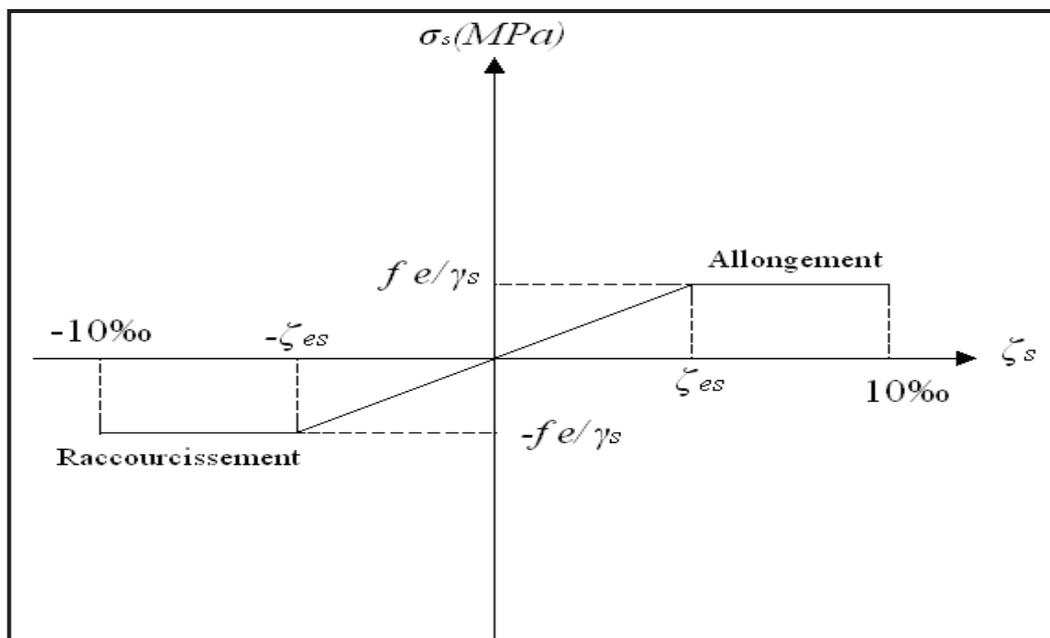


Figure I.8: Diagramme contraintes – déformations de l'acier.

b. Etat limite de service (ELS)

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable. (A.4.5.32BEAL91/modifiée99)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer, juste que :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- **Fissuration préjudiciable : (A.4.5.33BEAL91/modifiée99)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ [MPa]}$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration : } \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les RL et les TS.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA si } \phi \leq 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

- **Fissuration très préjudiciable: (A.4.5.3.4 BEAL91/modifiée99)**

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

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ [MPa]}$$

• **Protection des aciers : (A.7.2,4BEAL91/modifiée99)**

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

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Conclusion

A ce niveau on a défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser pour notre étude, on respectant les règles de **BAEL91/modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure, et les Caractéristiques des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous précédon dans ce chapitre, au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers

Les dalles délimitent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et Transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés.

- Planchers à corps creux en partie courant, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons.

II.2.1 Plancher en corps creux

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment. Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailé de treillis soudé, elle repose sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée et supportant les revêtements et surcharges.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots (\text{Art.B.6.8,424/ BAEL91 modifiées 99})$$

Avec:

- h_t : épaisseur du plancher.
- L_{\max} : La longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons : $L_{\max} = 400-25=375\text{cm}$.

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} \geq 16.67 \text{ cm}$$

On optera pour un plancher de hauteur égale à 20 cm, soit $h_t = (16+4)$ cm.

- Hauteur de corps creux = 16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

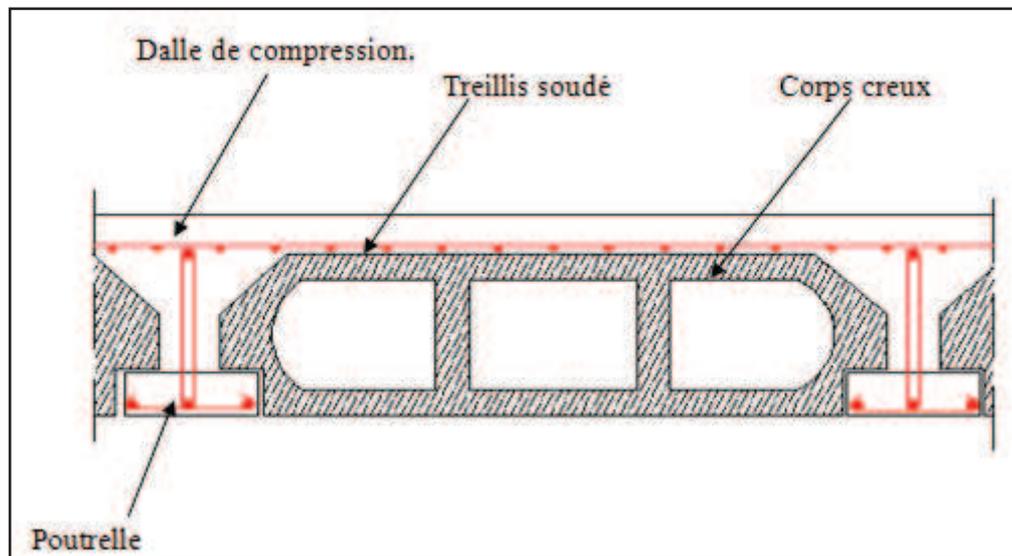


Figure II .1 : Coupe verticale du plancher.

II.2.2 Plancher en dalles pleines

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leur épaisseur sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.
- La résistance à la flexion.

a. Résistance au feu : (Guide d'isolation thermique)

- $e_p = 7$ cm.....1 heures coupe feu.
- $e_p = 11$ cm.....2 heures coupe feu.
- $e_p = 17,5$ cm.....4 heures coupe feu.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : $e=15$ cm

b. Condition de l'isolation acoustique

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique égale à 47,161 [dB] ; Les bruits aériens sont calculer comme suit :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse qui nous donne :

- $R=13,3\log 10M$ si $M \leq 250\text{kg/m}^2$(*)
- $R=15\log M+9$ si $M > 250\text{kg/m}^2$ (**)
- Avec: M : Masse surfacique.

La formule (**) nous donne : $M = 350\text{kg/m}^2$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350kg/m^2 .

Donc :

$$M = \rho \times e_p \geq 350\text{kg/m}^2. \quad e_p = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

$$e_p \geq 14 \text{ cm}$$

c. Condition de la résistance à la flexion

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable. Toutes les dalles sont appuyées sur 3 et 4 cotés.

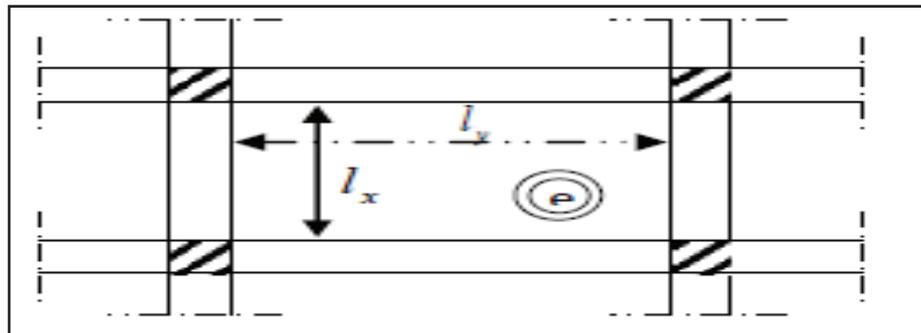


Figure II.2 : La petite et la grande portée de la dalle.

l_x : le plus petit coté de la dalle.

l_y : le plus grand coté de dalle.

« l_x , l_y entre nu des appuis »

e : épaisseur de la dalle.

- Si $\rho < 0,4$: la dalle porte sur un seul sens $\rightarrow \frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$ (Dalle reposes sur 2 appuis).

- Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte sur deux sens $\rightarrow \frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$ (Dalle reposons sur 3 ou 4 appuis).

Avec :

$$l_x = 165 - 25 = 140 \text{ cm.}$$

$$l_y = 400 - 25 = 360 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{360} = 0,388 \quad \rho \leq 0,4$$

-Nous avons des panneaux de dalle continus portants dans un seul sens, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$$\begin{aligned} \frac{l_{\max}}{25} &\leq e_p \leq \frac{l_x}{20} \\ \frac{360}{25} &\leq e_p \leq \frac{360}{20} \\ 14,4 &\leq e_p \leq 18 \end{aligned}$$

Donc pour satisfaire la condition de la résistance à la flexion, l'épaisseur de la dalle pleine doit être dans la fourchette : $14,4 \leq e_p \leq 18$. On limite donc notre épaisseur à **e = 15 cm**

III.3 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charge et surcharge des planches aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments. Les dimensions de la section transversales de la poutre à savoir la hauteur totale et la largeur b doivent répondre aux règles **BAEL 91**.

La section de la poutre est déterminée par les formule suivent :

- **Hauteur h** : d'après les règles de CBA 93 on a : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec : L : Longueur de la plus grande portée entre nu d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

- **Largeur b**: $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec : b : largeur de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes dans la zone IIa :

- Hauteur: $h \geq 30$ cm.
- Largeur: $b \geq 20$ cm.
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $B_{\max} = 1,5h + b$

On a deux types de poutres :

a. Les poutres principales

Ce sont les poutres perpendiculaires aux poutrelles.

On a :

- **Hauteur h:**

$$L = 465 - 25 = 440 \text{ cm.} \quad \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \quad 29.33 \leq h \leq 44$$

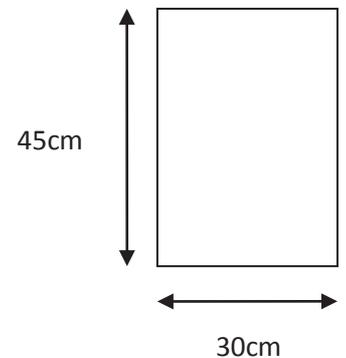
On prend $h = 45$ cm.

- **Largeur b:**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 0,4(45) \leq b \leq 0,7(45) \quad 18 \leq b \leq 31,5$$

On prend $b = 30$ cm

$$h/b = 1.5 \leq 4 \quad (\text{condition du RPA vérifiée.}) \quad \text{Poutre principales (30 x 45)}$$



b. Les poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

- **Hauteur h**

$$L = 400 - 25 = 375 \text{ cm.} \quad \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad 25 \leq h \leq 37.5$$

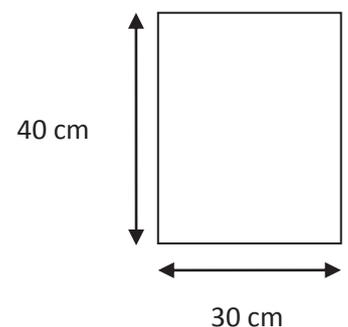
On prend $h = 40$ cm.

- **Largeur b**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 30$ cm.

$$h/b = 1.6 \leq 4 \quad (\text{conditions du RPA vérifiée}) \quad \text{Poutre secondaires (30x40).}$$



c. Vérification

Tableau II-1 : Vérification des résultats

Condition	poutre principale	poutre secondaire	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	40 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	$1,33 \leq 4$	$1,4 \leq 4$	vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h+b$	$30 \leq 90$	$77,5 \leq 90$	vérifiée

Conclusion

A la fin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivants :

- Poutres principales : $h = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

II.4 Les voiles

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

Leur pré-dimensionnement se fera conformément (RPA99/2003).

a. L'épaisseur

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure

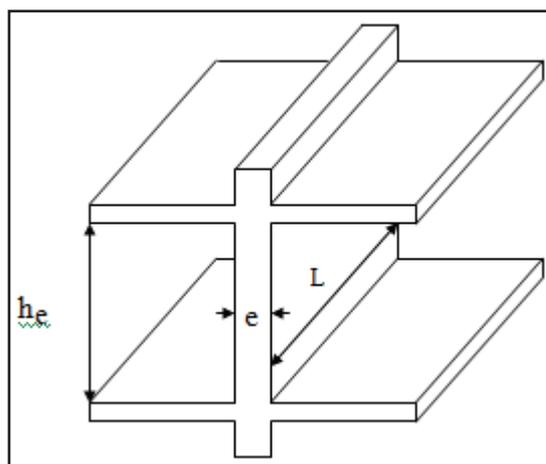


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

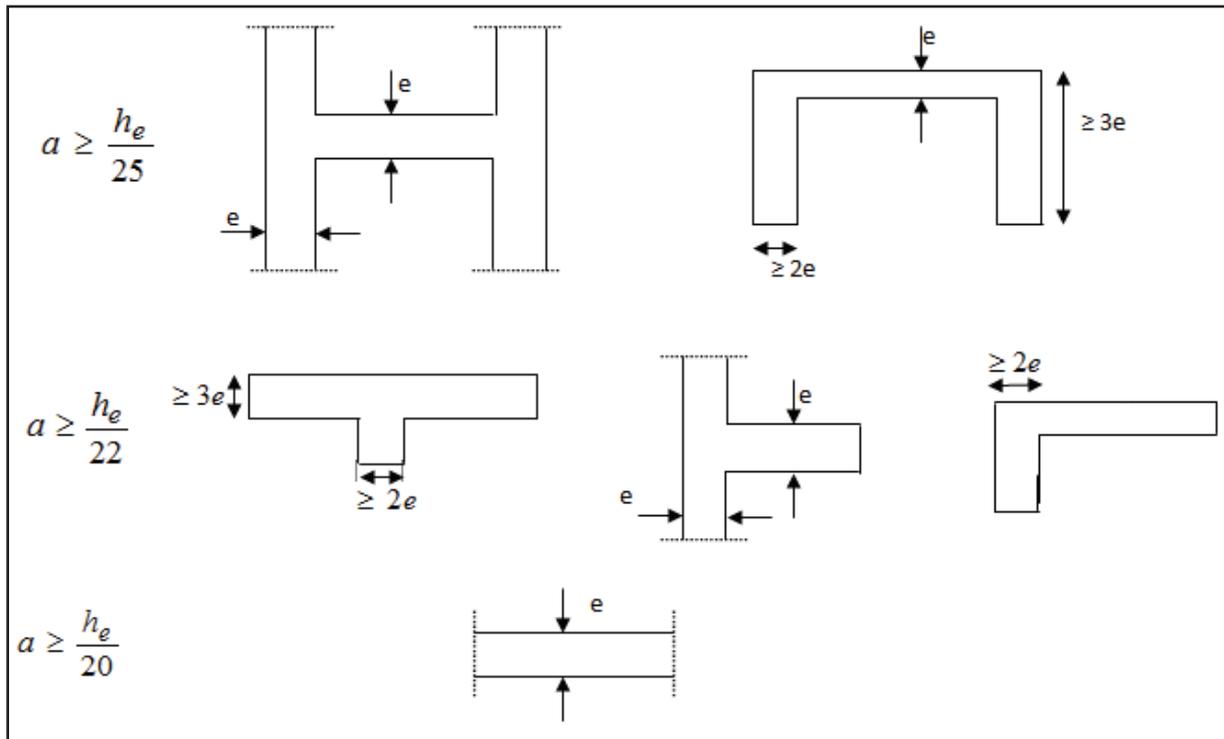


Figure II.4 : Coupe verticale des différents voiles

Le cas qui correspond à nos plans est le troisième cas. Donc on a :

- Pour le sous-sol

$$h_e = h_{s.s} - e_{dalle} = 300 - 20 = 280 \text{ cm} , e \geq \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$$

- Pour le RDC

$$h_e = h_{RDC} - e_{dalle} = 450 - 20 = 430 \text{ cm} , e \geq \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm}$$

- Pour les étages courant ($h_{\text{étage}} = 300 \text{ cm}$)

$$h_e = h_{\text{étage}} - e_{dalle} = 300 - 20 = 280 \text{ cm} , e \geq \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; e_{s.s} ; e_{RDC} ; e_{\text{étage}})$$

$$e \geq (15 ; 14 ; 21,5 ; 14)$$

$$e \geq 21,5 \text{ cm}$$

On adoptera comme épaisseur des voiles $e = 25\text{cm}$.

b. Vérification des RPA99 version 2003

Pour qu'un voile puisse assurer être au moins égale à quatre fois son épaisseur.

(ART 7.7.1)RPA99 version 2003.

$$L_{\min} \geq 4e. \quad L_{\min} \geq 4(25) \quad 100 \geq 100 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.5 Les poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS ; en compression simple en considérant un effort normal de compression $N_s=Q+G$.

N_s : effort normal.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence).

$$S \leq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte de compression admissible du béton, prise égale à :

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

II.5.1 Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C.2-2)

Pour pré – dimensionner les éléments poteaux, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

- Charges permanentes

Tableau II.2 : charge permanente de la toiture

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couverture en tuile mécanique	/	/	0,45
2	Pannes + chevrons + fixation	/	/	0,1
3	Murs de séparation	/	/	0,9
Gtot				1,45

Tableau II.3 : charge permanente de Plancher sous toiture

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couverture en tuile mécanique	16+4	14	2,8
2	Pannes + chevrons+fixation	2	10	0,2
Gtot				3

Tableau II.4: charge permanente de Plancher étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Couche de sable	2	18	0,36
4	Plancher en corps creux	16+4	14	2,8
5	Enduit plâtre	2	10	0,2
6	Cloison en brique creuse	10		0,9
Gtot				5,1

Tableau II.5 : charge permanente de Murs extérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	2	22	0,44
2	Brique creuse	15	9	1,35
3	Brique creuse	10	9	0,9
4	Enduit plâtre	2	10	0,2
Gtot				2,89

Tableau II.6: charge permanente de Murs intérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit plâtre	2	10	0,2
Gtot				1,3

- **Les surcharges**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les Surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II.7 : Les surcharges pour les différents étages.

Eléments	Q (kN/m ²)
Terrasse en toiture	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher du RDC	2,5
Plancher du sous sol	2,5

II.5.2 Descente de charge

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

a. Surface d'influence

Le poteau le plus sollicité est représenté sur la figure suivante :

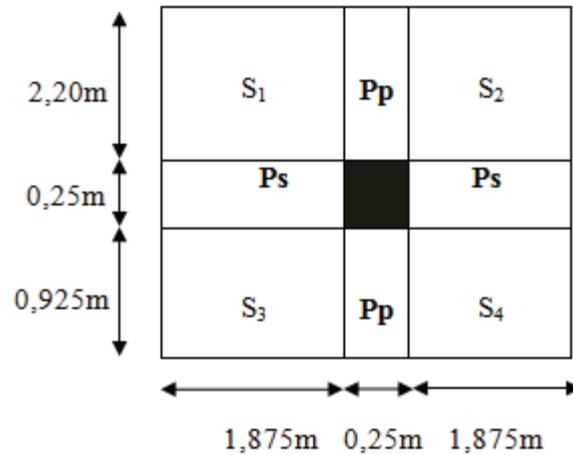


Figure II.5: surface d'influence

- **Calculs des surfaces**

a.1. La surface supportée par le poteau le plus solliciter

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = S_2 = 1.875 \times 2.20 = 4.125 \text{ m}^2$$

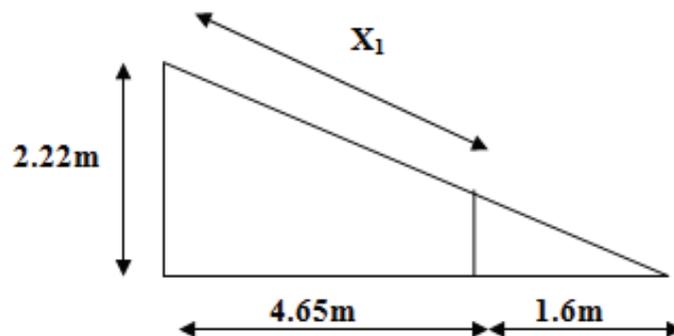
$$S_3 = S_4 = 1.875 \times 0.925 = 1.734 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 4.125 + 4.125 + 1.734 + 1.734 = \mathbf{11.719 \text{ m}^2}$$

a.2. La toiture

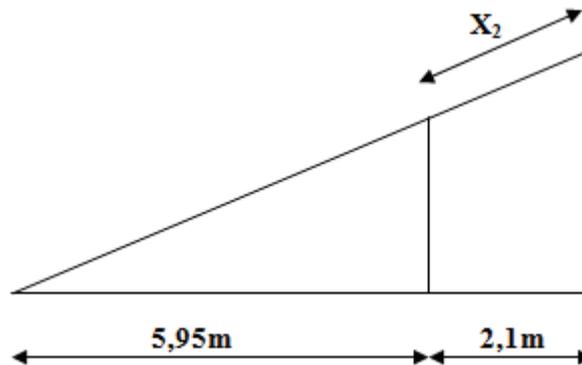
Elle se compose de deux versants inclinés

Le calcul des angles d'inclinaisons se fait comme suit :



$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{2.22}{6.25} = 0.3552, \quad \alpha_1 = 19.555^\circ$$

Le 1^{er} versant est incliné d'un angle $\alpha_1 = 19.55^\circ$



$$\text{Tg } \alpha_2 = \frac{3.24}{8.05} = 0.4025 \quad \alpha_2 = 21.924^\circ$$

Le 2^{ème} versant est incliné d'un angle $\alpha_2 = 21.924^\circ$

Le calcul de la surface de la toiture inclinée S_t se fait comme suit :

Calcul de X_1 et X_2

$$\cos \alpha_1 = \frac{4.65}{X_1} \quad \longrightarrow \quad X_1 = \frac{4.65}{\cos \alpha_1}, \quad X_1 = 4.934\text{m}$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{2.1}{X_2} \quad \longrightarrow \quad X_2 = \frac{2.1}{\cos \alpha_2}, \quad X_2 = 2.264\text{m}$$

$$S_t = [(1.875 \times 2.342) \times 2] + [(1.8745 + 1.007) \times 2] = 12.559 \text{ m}^2$$

$$S_t = 12.559 \text{ m}^2$$

b. Poids propres des éléments

- Le poids des planchers

Le poids du plancher est donné par la formule suivante : $P = G \times S$

$$\text{La toiture} = G \times S_t = 1.45 \times 12.559 = 18.211 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher sous toiture} = G \times S_t = 3 \times 11.719 = 35.157 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher d'étage courant} = G \times S_t = 5.10 \times 11.719 = 59.767 \text{ KN}$$

- Le poids des poutres $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

- Poutres principales : $G = \rho \times (b \times h) \times (x+y) = 25(0.40 \times 0.30) \times (0.925 + 2.2) = 9.375 \text{ KN}$

- Poutres secondaires : $G = \rho \times (b \times h) \times (x+y) = 25(0.25 \times 0.35) \times (1.875 + 1.875) = 8.203 \text{ KN}$

$$G_{\text{total}}=9.375+8.203=17.578 \text{ KN}$$

- Le poids des poteaux

- Poteau de la toiture

$$G_{\text{pot}} = \rho x (bxh) \times \text{longueur du pot} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.24 = 5.063 \text{ KN}$$

- Poteau d'étage courant :

$$G_{\text{pot}} = \rho x (bxh) \times \text{longueur du pot} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3 = 4.688 \text{ KN}$$

- Poteau de RDC :

$$G_{\text{pot}} = \rho x (bxh) \times \text{longueur du pot} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 4.5 = 7.031 \text{ KN}$$

- Poteau du sous sol :

$$G_{\text{pot}} = \rho x (bxh) \times \text{longueurs du pot} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3 = 4.688 \text{ KN}$$

c. Charges d'exploitation

- Toiture : $Q_x S_t = 1 \times 12.559 = 12.559 \text{ KN}$
- Etage courant : $Q_x S_t = 1.5 \times 11.719 = 17.579 \text{ KN}$
- Rez du chaussée : $Q_x S_t = 2.5 \times 11.719 = 29.298 \text{ KN}$

II.5.3 Loi de dégression des charges d'exploitation

Les règles du BAEL 91 nous imposent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les diverses occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

La loi de dégression est : $\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

Q_0 : surcharges d'exploitation de la terrasse.

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

n : nombre d'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$.

$$Q_0 = 1 \times 12.559 = 12.559 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 11.719 = 17.579 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 2.5 \times 11.719 = 29.298 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = 2.5 \times 11.719 = 29.298 \text{ KN}$$

On a donc :

Toiture $Q_0 = 12.559 \text{ KN}$

8^{eme} $Q_0 + Q_1 = 30.138 \text{ KN.}$

7^{eme} $Q_0 + Q_1 + Q_2 = 47.717 \text{ KN}$

6^{eme} $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 62.659 \text{ KN.}$

5^{eme} $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 75.843 \text{ KN.}$

4^{eme} $Q_0 + 0,875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 89.467 \text{ KN.}$

3^{eme} $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 96.938 \text{ KN.}$

2^{eme} $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 104.849 \text{ KN.}$

1^{er} $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 112.970 \text{ KN.}$

RDC $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 129.301 \text{ KN.}$

SS $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 145.245 \text{ KN.}$

Tableau II.8 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

Niveau	CHARGES PERMANENTS (KN/m ²)					CHARGES D'EXPLOITATION (KN/m ²)			EFFORT NORMAL (KN)	SECTION (Cm ²)	
	G Plancher	G Poutres	G poteaux	G Total	G Cumulé	Q plancher	Coefficient de dégression des charges	Q Cumulé		S Trouvée	S Adoptée
Plancher sous Toiture	18,211	17,578	5,063	40,85	40,852	12,559	1	12,559	53,411	35,607	35 x 35
8 ^{ème}	35,157	17,578	4,688	57,42	98,275	17,579	1	30,138	128,413	85,608	35 x 35
7 ^{ème}	59,767	17,578	4,688	82,03	180,308	17,579	1	47,717	228,025	152,016	35 x 35
6 ^{ème}	59,767	17,578	4,688	82,03	262,341	17,579	0,95	62,659	325	216,667	35 x 35
5 ^{ème}	59,767	17,578	4,688	82,03	344,374	17,579	0,9	75,843	420,217	280,145	40 x 40
4 ^{ème}	59,767	17,578	4,688	82,03	426,407	17,579	0,875	89,467	515,874	343,916	40 x 40
3 ^{ème}	59,767	17,578	4,688	82,03	508,44	17,579	0,8	96,938	605,378	403,585	40 x 40
2 ^{ème}	59,767	17,578	4,688	82,03	590,473	17,579	0,75	104,849	695,322	463,548	40 x 40
1 ^{er}	59,767	17,578	4,688	82,03	672,506	17,579	0,714	112,97	785,476	523,561	45 x 45
RDC	59,767	17,578	7,031	84,38	756,882	29,298	0,687	129,301	886,181	590,787	45 x 45
SS	59,767	17,578	4,688	82,03	838,915	29,298	0,666	145,245	984,16	656,107	45 x 45

II.5.4 Vérification relatives aux coffrages

D'après l'article 7.4.1 du RPA nous avons les dimensions minimales suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0,25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ En zone II}_a \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Avec: b et h : dimensions des poteaux

- **Poteaux de sous-sol : (45x45)**

La hauteur libre du poteau: $h_e = 300 \text{ cm}$

$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} \geq h_e/20 = 15 \text{ cm.}$

$\text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > 15 \text{ cm.}$

$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$

- **Poteaux du RDC :(45x45)**

La hauteur libre du poteau: $h_e = 450\text{cm}$

$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq h_e/20 = 22.50\text{cm}$.

$\text{Min}(b, h) = 45\text{ cm} > 22.50\text{cm}$.

$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.

- **Poteaux de 1^{er} étage:(45x45)**

La hauteur libre du poteau: $h_e = 300\text{ cm}$

$\text{Min}(b,h) = 45\text{cm} \geq h_e/20 = 15\text{ cm}$.

$\text{Min}(b, h) = 45\text{ cm} > 15\text{ cm}$.

$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.

- **Poteaux du 2^{eme} au 5^{eme}:(40x40)**

La hauteur libre du poteau: $h_e = 300\text{cm}$

$\text{Min}(b,h) = 40\text{cm} \geq h_e/20 = 15\text{ cm}$.

$\text{Min}(b, h) = 40\text{ cm} > 15\text{cm}$.

$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.

- **Poteaux du 6^{eme} au 8^{eme}:(35x35)**

La hauteur libre du poteau: $h_e = 300\text{cm}$

$\text{Min}(b,h) = 35\text{cm} \geq h_e/20 = 15\text{ cm}$.

$\text{Min}(b, h) = 35\text{ cm} > 15\text{ cm}$.

$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.

Condition

Les dimensions des poteaux sont conformes aux exigences du RPA 99 (sections des poteaux admissibles).

III.5.5 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

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

$$\lambda = L_f / i \leq 50.$$

Avec λ : élancement du poteau.

$$L_f : 0,7 \times l_0.$$

$$i: \text{ rayon de gyration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B: section transversale du poteau ; $B = b^2$.

I: Moment d'inertie du poteau $I = bh^3/12$.

$$\lambda = \frac{0,7 l}{\sqrt{I_{min}/B}} = 2,43 \cdot l_0/b$$

On simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2,43 \cdot l_0/b$

- **Poteaux du sous-sol**

$$l_0 = 300 - 20 = 280 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \longrightarrow \lambda = 15,12 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

- **Poteaux du RDC**

$$l_0 = 450 - 20 = 430 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \longrightarrow \lambda = 23,22 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux de 1^{er} étage**

$$l_0 = 300 - 20 = 280 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \longrightarrow \lambda = 15,12 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du 2^{eme} au 5^{eme}**

$$l_0 = 300 - 20 = 280 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \longrightarrow \lambda = 17,01 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du 6^{eme} au 8^{eme}**

$$l_0 = 300 - 20 = 280 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 19,44 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Chapitre III :

Calcul des éléments

III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Introduction

Les planchers de notre structure sont en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles, elles assurent la fonction de portance, leurs entre axe est de 65cm.
- d'un remplissage du corps creux réalisé en béton armé.

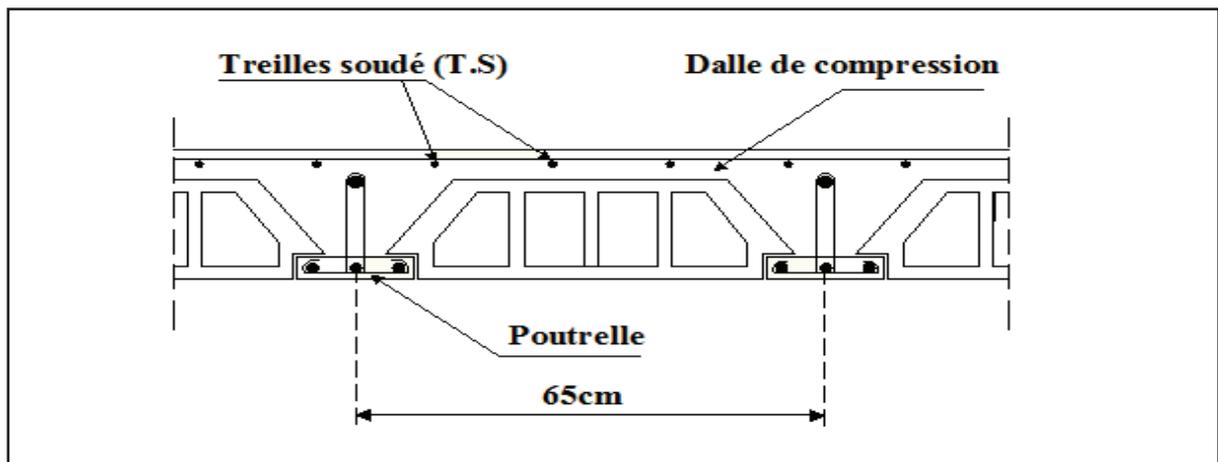


Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.1.2 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, armée d'un treillis soudé. La dalle doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles, et 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

a. Calcul des armatures

a.1 Armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec:

- $L=65\text{cm}$: distance entre axe des poutrelles ($50\text{ cm} < L < 80\text{ cm}$).
- f_e : la nuance de treillis soude.

$$f_e = 520\text{ MPa Avec : TLE 520 } (\varnothing \leq 6\text{cm})$$

d'où

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\text{HA}5 = 1.17 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$

a.2 Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{1.17}{2} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 6\text{HA}5 = 1.17\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$.

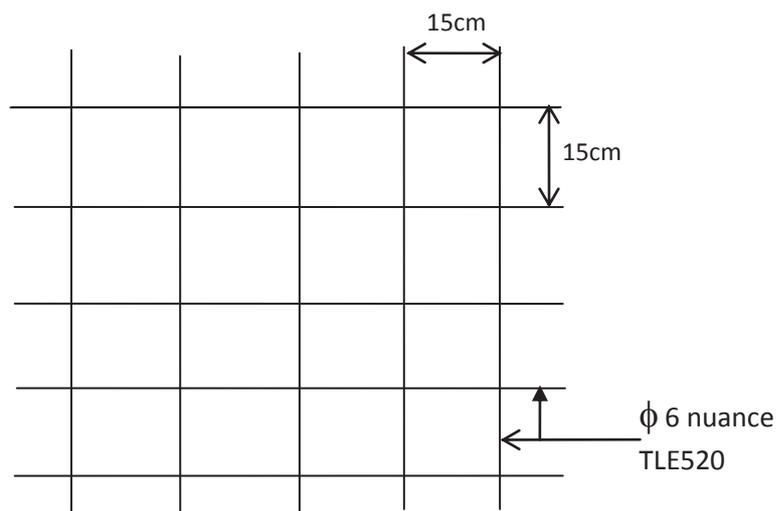


Figure III.2 : Treillis soudé de 15x15cm

III.1.3 Etude des poutrelles

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

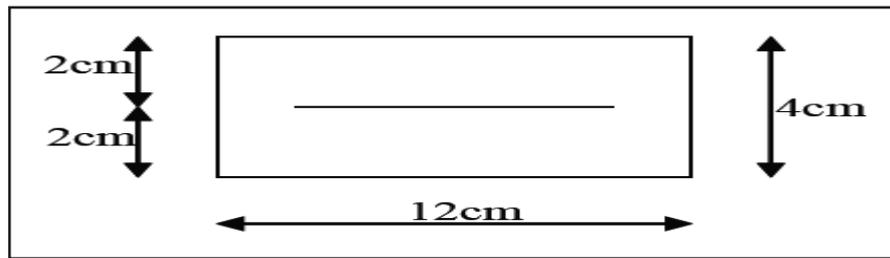


Figure III.3 : Section de la poutrelle

a. Etape 1 : Avant coulage de la dalle

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de l'ouvrier.

a.1. Chargement

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

D'où le poids total est:

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

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

Le but du calcul de la poutrelle avant coulage est de déterminer si la poutrelle pourra suffire à elle-même.

Dans le cas contraire il faudrait prévoir des étais qui ont pour rôle de la conforter et serviront d'appui intermédiaire.

a.2. Ferrailage a L'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus longue (le cas le plus défavorable) en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

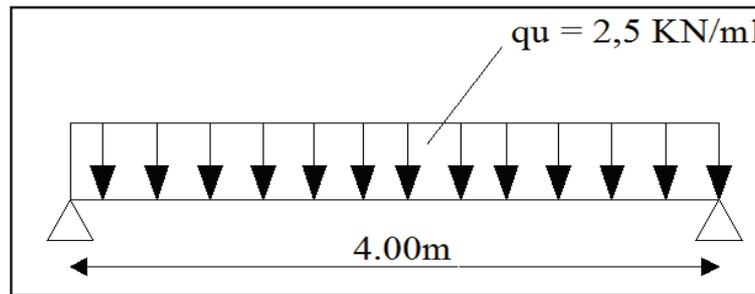


Figure III.4 : Schéma de calcul de la poutrelle.

a.3. Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

Ainsi $q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,50 \text{ KN / ml.}$

a.4. Moment maximal en travée

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,50 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

a.5. Effort tranchant maximal aux appuis

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,50 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

a.6. Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,34 > 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S D A.}$$

On remarque que la hauteur de la poutrelle $h = 4 \text{ cm}$ est faible ; de là, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures, par conséquent il faudra prévoir des étais intermédiaires pour soulager et aider la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

b. Etape 2 : Après coulage de la dalle

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles. Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- Poids propre du plancher (étage courant) :

$$G=5.10 \times 0.65 = \mathbf{3.31 \text{ kN/ml}}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q=1.5 \times 0.65 = \mathbf{0.975 \text{ kN/ml}} \text{ (pour l'étage courant et étant le plus défavorable)}$$

La charge de calcul sera donc :

- à l'ELU $\rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = \mathbf{5.92 \text{ kN/ml}}$
- à l'ELS $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = \mathbf{4.28 \text{ kN/ml}}$

b.1 Détermination de la largeur de la table de compression

D'après le **BAEL91/modifié 99 Art A.4.1, 3** la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci après :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right)$$

- L_0 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.
- L : Largeur de la plus grande travée
- b : largeur de la table de compression

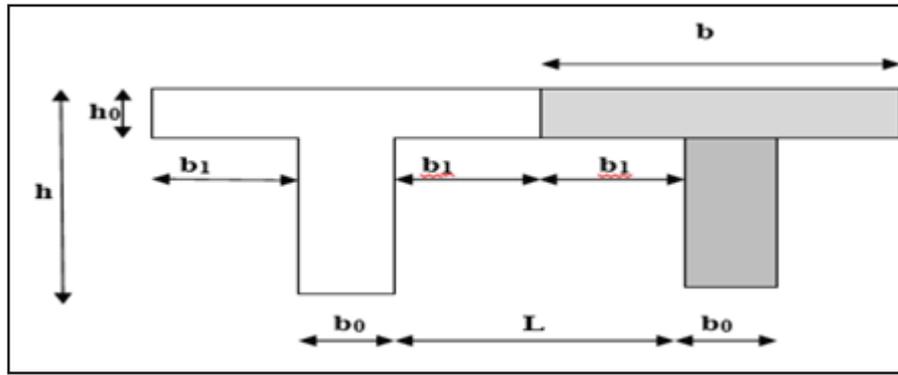


Figure III.5 : Schéma de la dalle de la compression

Avec : $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ $L = 365 \text{ cm}$ $h_0 = 4 \text{ cm}$ $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min(26.5; 36.5; 32) \rightarrow b_1 = 26.5$$

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

Tableau III.1 : Les charges revenant au plancher

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher sous toiture	$3 \times 0.65 = 1.95$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant	$5.10 \times 0.65 = 3.31$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher RDC	$5.10 \times 0.65 = 3.31$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

Tableau III.2 : Les combinaisons de charge

	ELU ($1.35G + 1.5Q$) (KN/ml)	ELS ($G + Q$) (KN/ml)
Plancher sous toiture	3.6	2.6
Plancher étage courant	5.93	4.28
Plancher RDC	6.9	4.94

III.1.4 Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes:

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

A. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (voir BAEL 91/ modifié 99 Art B.6.2, 201)

- **Condition 1**

La charge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 :

$$Q \geq \max \{2G ; 5 \text{ kN/ml}\}$$

D'où

$$Q=0.975 \text{ kN/ml} \geq \max \{7.228 ; 5\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Condition 2**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées. Puisque nous avons utilisé le même type de poutrelles. \longrightarrow **Condition vérifiée**

- **Condition 3**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).

\longrightarrow **Condition vérifiée**

- **Condition 4**

Le rapport des portées successives des différentes travées doit être entre 0.80 et 1.25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{240}{400} = 0.6 \quad ; \quad \frac{400}{400} = 1 \quad ; \quad \frac{400}{385} = 1.04 \quad ; \quad \frac{385}{390} = 0.98 \quad ; \quad \frac{390}{240} = 1.63$$

\longrightarrow **Condition non vérifié**

Conclusion

La 4ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

B. Méthode des trois moments

• **Exposition de la méthode**

C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaire pour obtenir une succession de poutre isostatique de longueurs respectives « l_i » ; « l_{i+1} ». Chaque travée est étudiée indépendamment. Les expressions de cette méthode sont données par les équations suivantes :

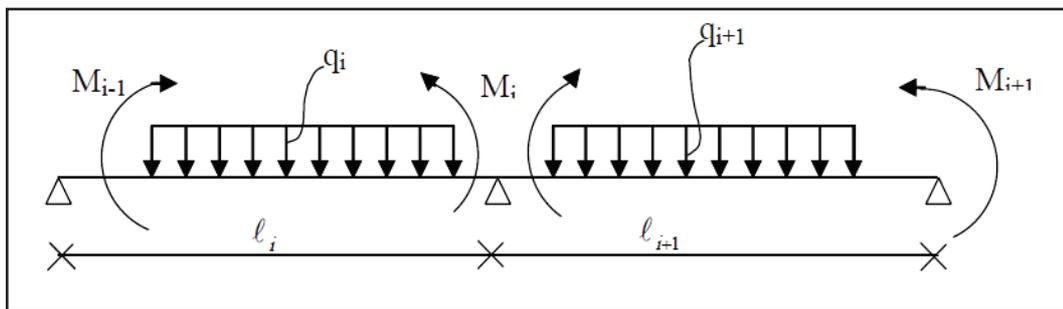


Figure III.6 : Méthodes des trois moments

Rappel

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

- **Aux appuis**

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{l_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{l_i}{l_i} + \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec:

$$W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 E I_i} \qquad W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$$

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = \frac{-q_i \cdot l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}$$

- **En travée**

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

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

Avec:

- M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».
- L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».
- L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».
- q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».
- q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

III.1.5 Application de la méthode des trois moments

a. Schéma statique N°1 de calcul

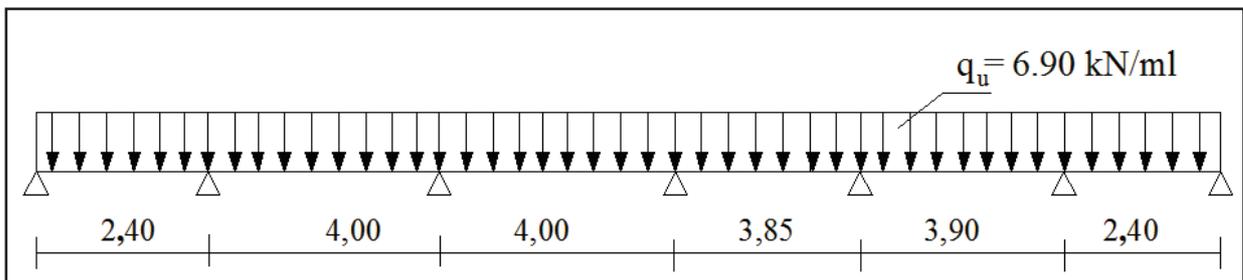


Figure III.7 : Schéma statique N°1 de la poutrelle

a.1. Calcul de moments aux appuis

- Appui 1: $4.8M_1 + 2.4M_2 = -23.85$ (1)
- Appui 2: $2.4M_1 + 12.8M_2 + 4M_3 = -134.25$ (2)
- Appui 3: $4M_2 + 16M_3 + 4M_4 = -220.8$ (3)
- Appui 4: $2.75M_3 + 12.4M_4 + 3.45M_5 = -208.84$ (4)
- Appui 5: $3.45M_4 + 15.3M_5 + 4.2M_6 = -200.77$ (5)
- Appui 6: $4.2M_5 + 17.3M_6 + 4.45M_7 = -126.17$ (6)
- Appui 7: $4.45M_6 + 8.9M_7 = -23.85$ (7)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$\begin{array}{llll}
 M_1 = -1.40 \text{ KN.m} & M_2 = -7.14 \text{ KN.m} & M_3 = -9.88 \text{ KN.m} & M_4 = -8.56 \text{ KN.m} \\
 M_5 = -9.09 \text{ KN.m} & M_6 = -6.91 \text{ KN.m} & M_7 = -1.51 \text{ KN.m} &
 \end{array}$$

a.2. Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées

Tableau III.3 : Calcul des moments aux travées.

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	2,40	6,9	-1.40	-7.14	0.85	1.12
2-3	4.00	6,9	-7.14	-9.88	1.9	5.32
3-4	4.00	6,9	-9.88	-8.56	2.04	4.59
4-5	3,85	6,9	-8.56	-9.09	1.91	3.96
5-6	3.90	6,9	-9.09	-6.91	2.03	5.14
6-7	2.40	6.9	-6.91	-1.51	1.53	1.12

Remarque

Les résultats obtenus par l'application de la méthode des trois moments correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

- **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis**, donc les résultats devient:

$$M_1 = -0.93 \text{ KN.m} \quad M_2 = -4.76 \text{ KN.m} \quad M_3 = -6.59 \text{ KN.m} \quad M_4 = -5.71 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -6.06 \text{ KN.m} \quad M_6 = -4.61 \text{ KN.m} \quad M_7 = -1.006 \text{ KN.m}$$

- **Augmentation de 1/3 pour les moments en travée**, donc on aura en travée les résultats suivants:

$$M_{t1} = 1.49 \text{ KN.m} \quad M_{t2} = 7.09 \text{ KN.m} \quad M_{t3} = 6.12 \text{ KN.m} \quad M_{t4} = 5.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 6.85 \text{ KN.m} \quad M_{t6} = 1.49 \text{ KN.m}$$

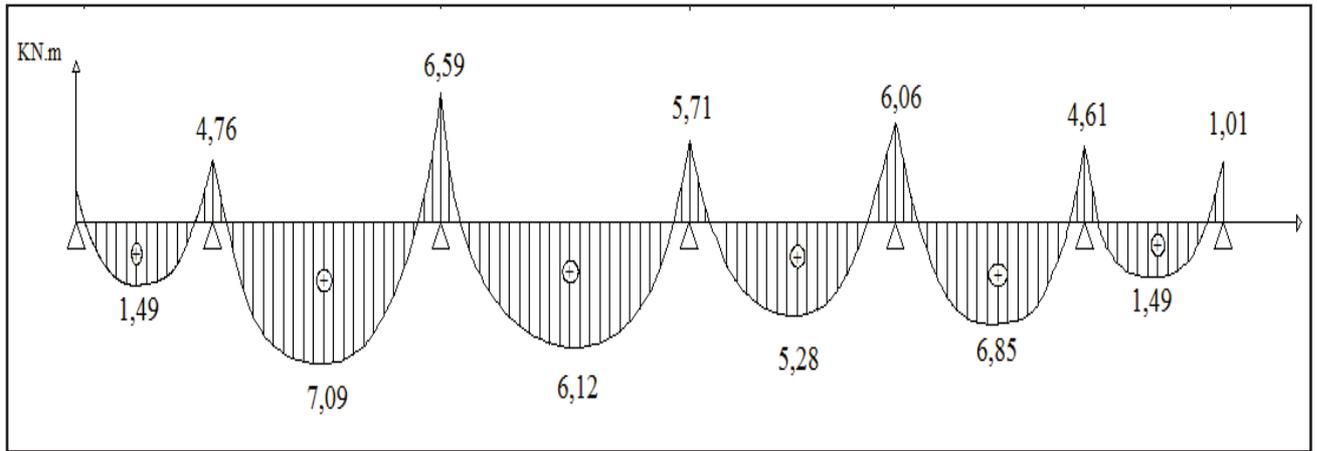


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

a.3. Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Tableau III.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travées	L (m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	2,40	6,9	-0,93	-4,76	6,37	-9,88
2-3	4,00	6,9	-4,76	-6,59	13,34	-13,58
3-4	4,00	6,9	-6,59	-5,71	14,02	-13,58
4-5	3,85	6,9	-5,71	-6,06	13,19	-13,37
5-6	3,90	6,9	-6,06	-4,61	13,83	-13,08
6-7	2,40	6,9	-4,61	-1,006	9,78	-6,78

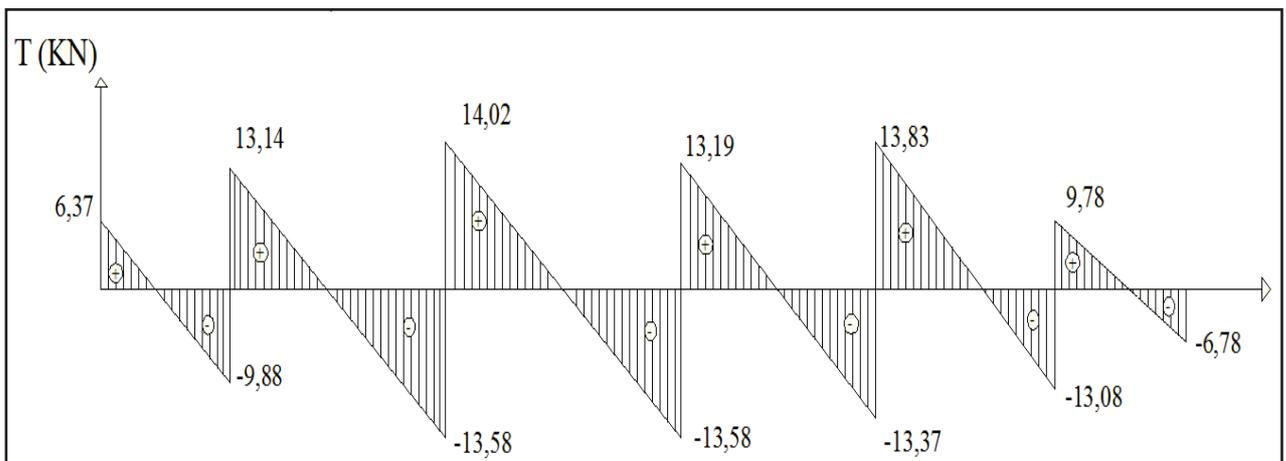


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchant

b. schéma statique N° 2 de calcul

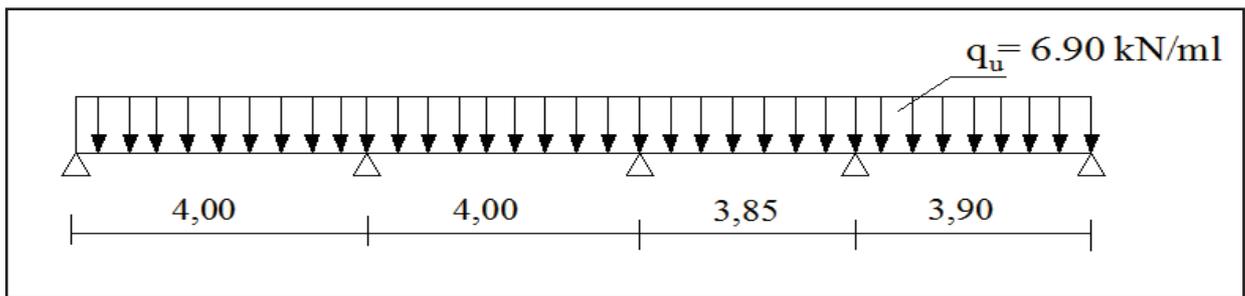


Figure III. 10 : schéma statique N°2 de la poutrelle

- Appui 1: $8M_1 + 4M_2 = -110.4$ (1)
- Appui 2: $4M_1 + 15,3M_2 + 4,2M_3 = -220.8$ (2)
- Appui 3: $4M_2 + 17,3M_3 + 4,45M_4 = -208.84$ (3)
- Appui 4: $3.85 M_3 + 8,9M_4 = -200.77$ (4)
- Appui 5 : $3.90 M_4 + 7.8 M_5 = -102.33$ (5)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -9.15 \text{ KN.m} \quad M_2 = -9.31 \text{ KN.m} \quad M_3 = -8.84 \text{ KN.m} \quad M_4 = -8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8.86 \text{ KN.m}$$

b.1 Calcul des moments en travée

Le moment en travée à une distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

- $X_1 = 1.99$ $M_{t1} = 4.57$
- $X_2 = 2.02$ $M_{t2} = 4.73$
- $X_3 = 1.94$ $M_{t3} = 4.09$
- $X_4 = 1.94$ $M_{t4} = 4.42$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées on conclut que les moments max correspondent au schéma statique N°1.

- $M_{ut}^{\max} = 7.09 \text{ KN.m}$
- $M_{ua}^{\max} = -6.59 \text{ KN.m}$
- $V_u^{\max} = 14.02 \text{ KN}$

III.1.6 Ferrailage des poutrelles a l'ELU

- Calcul à l'état limite ultime (ELU)

a. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; soit $d = 18\text{cm}$

a.1. En travées : $M_t^{\max} = 7.09\text{KN}$.

M_0 : Le moment équilibré par la table de compression

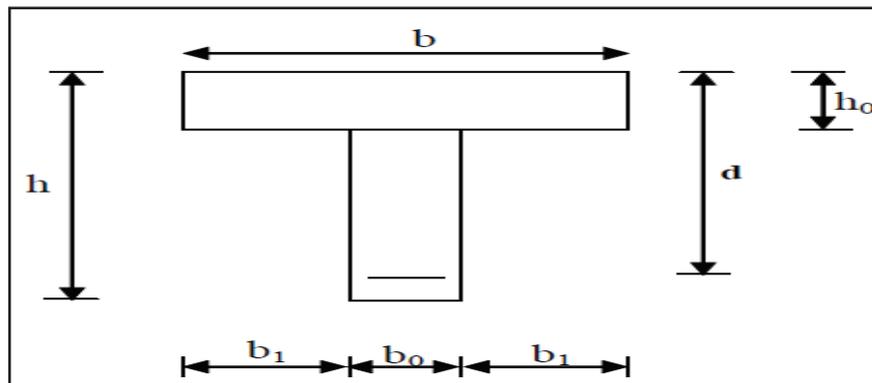


Figure III.11: Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en travées.

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

donc : $M_t^{\max} = 7.09 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \longrightarrow$ d'où l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

Le calcul des armatures sera identique à celui d'une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 .

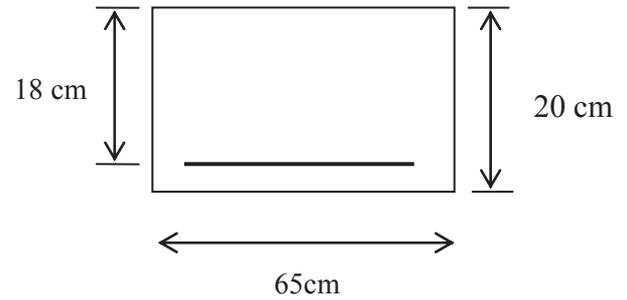
$$\mu = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.09 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M^t_{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.7 \times 10^5}{0,988 \times 17 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$



a.2. Aux appuis

$$M_a^{\max} = 6.59 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm^2

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.59 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.119$$

$$\mu = 0,119 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.119 \Rightarrow \beta = 0.9375$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.7 \times 10^3}{0,9375 \times 18 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Conclusion

- En travée : $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.
- appuis : $2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

b. Armatures transversales

b.1 Diamètre des aciers transversaux :(Art A.5.1, 22 /BAEL91/ modifier 99)

Il faut vérifier que :

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \{10\text{mm} ; 5,71 ; 12\text{mm}\}$$

On adopte un diamètre $\varphi_t = 6\text{mm}$

b.2 La section des armatures transversales

$$A_t = 2\varphi_6 = 0,57\text{cm}^2$$

$$St_1 \leq \min\{0,9 d; 40\text{cm}\} = \{15,75\text{cm} ; 40\text{cm}\} = 15,30 \text{ cm.}$$

- Soit : $St=7 \text{ cm}$ en zone nodale.
- Soit : $St=15 \text{ cm}$ en zone courante.

III.1.7 Les vérifications à L'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$\frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

a.1. En travée

$$A_t = 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a.2. Aux appuis

$$A_a = 3\text{HA}12 = 2,35\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort tranchant

Fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{3,33\text{MPa}, 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14,02 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,65 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

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

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{max} = 14,02 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

c.1. En travée

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,02 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,775 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,775 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

c.2. Aux appuis

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,02 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,39 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

d. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

e. L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)

$$\frac{2 \times Vu}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_c}{\gamma b}$$

$$\frac{2 \times 14,02 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$1.44 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée

f. Section minimale d'armatures inférieures sur appui : (art. A5.1.313.BAEL 91)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$\frac{1.15}{400} \times 14,02 = 0.403 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.403 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.1.8 Calcul à l'ELS

Combinaison de charge :

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (5.1 + 2.5) \times 0.65 = 4.94 \text{ KN}$$

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

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

$$\text{On a } q_u = 6.9 \text{ KN} \rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.94}{6.9} = 0.715$$

a. Calcul des moments fléchissant

- **Les moments aux appuis**

$$M_1 = -0.93 \times 0.715 = -0.66 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4.76 \times 0.715 = -3.4 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.59 \times 0.715 = -4.71 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.71 \times 0.715 = -4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -6.06 \times 0.715 = -4.33 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -4.61 \times 0.715 = -3.29 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -1.006 \times 0.715 = -0.72 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées**

$$M_{t1} = 1.49 \times 0.715 = 1.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 7.09 \times 0.715 = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 6.12 \times 0.715 = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 5.28 \times 0.715 = 3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 6.85 \times 0.715 = 4.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 1.49 \times 0.715 = 1.06 \text{ KN.m}$$

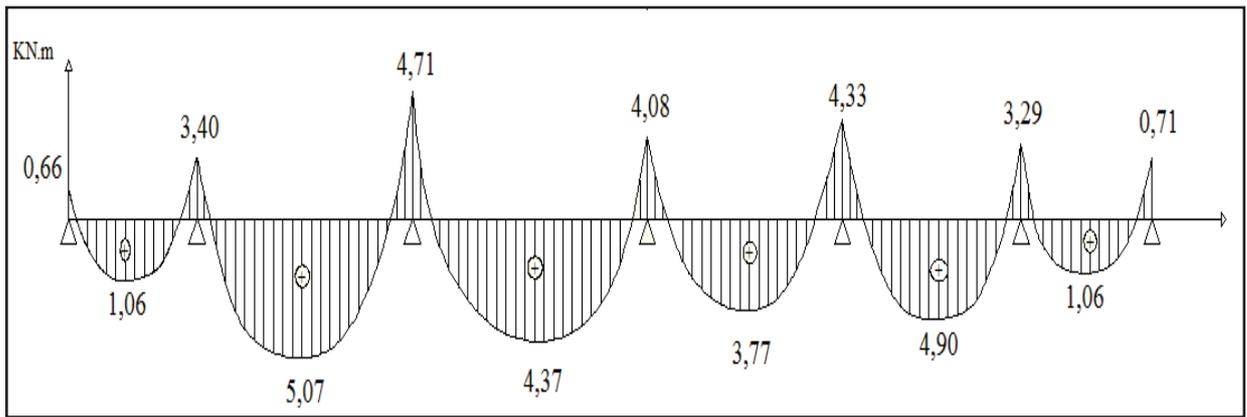


Figure III .12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

b. Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.715$$

Tableau III.5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS.

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)		M_t (KN.m)
					$x = 0$	$x = L$	
1-2	2,4	4.94	-0.66	-3.4	4.55	-7.06	1.06
2-3	4.00	4.94	-3.4	-4.71	9.54	-9.71	5.07
3-4	4.00	4.94	-4.71	-4.08	10.2	-9.71	4.37
4-5	3.85	4.94	-4.08	-4.33	9.43	-9.56	5.20
5-6	3.90	4.94	-4.33	-3.29	9.89	-9.35	4.90
6-7	2.40	4.94	-3.29	-0.71	6.99	-4.85	1.06

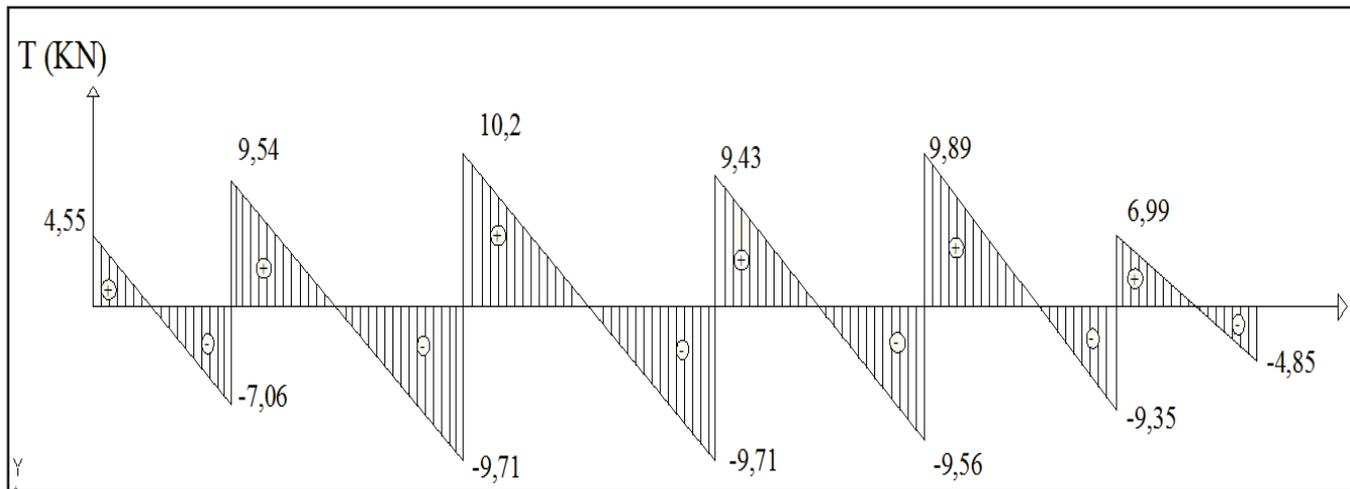


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchant

Conclusion

- $M_{st}^{max} = 5.07 \text{ KN.m}$
- $M_{sa}^{max} = 4.71 \text{ KN.m}$
- $T_s^{max} = 10.2 \text{ KN}$

III.1.9 Vérification à l'E.L.S

a. L'état limite à la résistance à la compression du béton

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times K \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

- Aux appuis

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 17} = 0.76$$

$$\rho_1 = 0.76 \rightarrow \{\beta_1 = 0.874, K_1 = 24.68\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.5 \times 10^3}{0.874 \times 1.57 \times 17} = 235.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{235.7}{24.68} = 9.55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$

$$\sigma_S = 235.7 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$235.7 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **En travée**

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

$$\rho_1 = 1.569 \rightarrow \{\beta_1 = 0.837, K_1 = 15.67\} \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.063$$

$$\text{D'où : } \sigma_S = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{5.07 \times 10^3}{0.837 \times 3.39 \times 18} = 99.27 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_S = 0.063 \times 99.27 = 6.25 = < 15 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S$

$$\overline{\sigma}_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$99.27 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions \rightarrow **Fissuration non préjudiciable**

$$\sigma_S \leq \overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- **En travées**

$\sigma_S = 99.27 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

c. Etat limite de déformation-Vérification de la flèche (BAEL91/modifié 99 Art A 6.5.1)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 445 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_t^S : Moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0,05 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition non vérifié}$$

c.1 Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \longrightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8.00 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819.87 \text{ MPa}$$

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

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

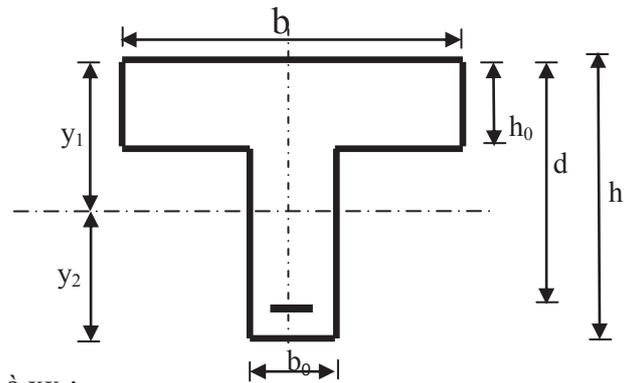
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

- Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A_S$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$



- Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 17340.491 \text{ cm}^2$$

- Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\lambda_V = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0157} = 1.05$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.559 ; 0\} = 0.559$$

$$I_{fV} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 17340.49}{1 + 1.05 \times 0.559} = 12030.216 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5.07 \times 10^2 \times (4000)^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12030.216 \times 10^{-8}} = 6.23 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Pas de risque de flèche des poutrelles, on ne calcule pas les armatures a ELS, celle déjà calculer a L'ELU sont suffisantes.

III.2 Calcul des balcons

III.2.1 Introduction

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude comporte des balcons ; et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine.

Le balcon est assimilé à une console encastré à une extrémité, réalisé en dalle pleine et coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

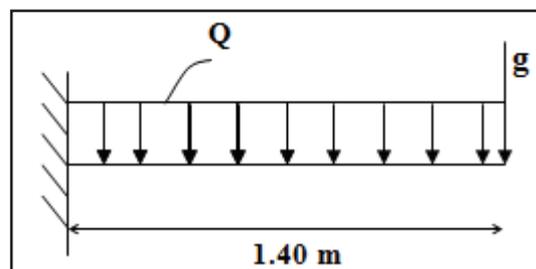


Figure III.14 : Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique

III.2.2 Dimensionnement des balcons

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} \quad e_p = \frac{1.40}{10} = 0.14 \text{ m}$$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 15 \text{ cm}$

III.2.3 Détermination des charges et surcharge du balcon

a. Les charges permanentes

Tableau III.6 : Détermination des sollicitations

Charges permanentes Uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m) G (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit ciment	22	0,02	0,44
La dalle pleine	25	0,15	3,75
			G₁=5,57

Tableau III.7 : charge permanente du garde corps (G1)

charge permanente du garde corps	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	G(KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit ciment	22	2x0,02	0,88
			G₂=1,78

b. Surcharges d'exploitation

- Surcharge d'exploitation de la dalle (Q)

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml. (DTR B.C.2.2)}$$

- Surcharge due à la main courante (Q₁)

$$Q_1 = 1 \text{ KN/ml}$$

c. Combinaison de charge

A L'ELU

❖ La dalle

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 5.57 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ m}$$

$$Q_u = 12.77 \text{ KN/ml}$$

❖ **Le garde corps**

$$q_{u1} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 1.78) \times 1 \text{ m}$$

$$q_{u1} = 2.4 \text{ KN/ml}$$

❖ **La poussé de la main courante**

$$q_{u2} = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$$

A L'ELS**La dalle**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.57 + 3.5) \times 1 \text{ m}$$

$$q_s = 9.07 \text{ KN/ml}$$

Le garde corps

$$q_{s1} = g = 1,78 \text{ KN/m}$$

La poussé de la main courante

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

d. Calcul des moments d'encastrement**d.1 moment provoqué par la charge q_{u1} est**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} = 12.77 \times \frac{1.4^2}{2}$$

$$M_u = 12.51 \text{ KN.m}$$

d.2 Le moment provoqué par le garde de corps

$$M_{u1} = q_u \times l = 2.4 \times 1.4$$

$$M_{u1} = 3.36 \text{ N.m}$$

d.3 Le moment provoqué par la main courante :

$$M_{u2} = q_u \times H = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/m}$$

Le moment total

$$M_u = M_{qu} + M_{qu1} + M_{qu2} = 12.51 + 3.36 + 1.5 = 17.37 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 17.37 \text{ KN.m}$$

e. Moments fléchissant

- **Moment provoqué par la charge q_s**

$$M_{qs} = q_s \frac{l^2}{2} = 9.07 \times \frac{1.4^2}{2}$$

$$M_{qs} = 8.888 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge q_{s1}**

$$M_{qs1} = q_{s1} \times l = 1.78 \times 1.4 = 2.492 \text{ KN .m}$$

- **Moment provoqué par la charge q_{s2}**

$$M_{qs2} = q_{s2} \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/m}$$

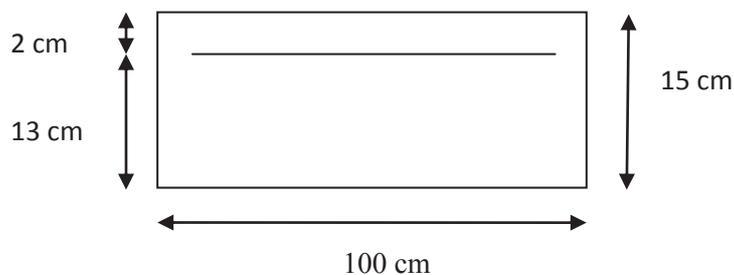
Moment total agissant aura la valeur

$$M_s = M_{qs} + M_{qs1} + M = 8.88 + 2,492 + 1 = 12.38 \text{ KN m}$$

III.2.4 Ferrailage du balcon**a. Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.37 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire



$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.37 \times 10^3}{0.963 \times 13 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5.65 cm² Avec un espacement S_t = 20cm

b. Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.2.5 Vérifications à l'ELU

a. Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$V_u = q_{u1} \times l + G_1 = 12.74 \times 1.4 + 2.4 = 20.278 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.278 \times 10^3}{0.9 \times 13 \times 188.4} = 1.036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

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

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

$$\tau_u = \frac{20.278 \times 10^3}{100 \times 130} = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

Armatures principales : $S_t = 20\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. \longrightarrow **Condition vérifiée**

Armatures secondaires: $S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. \longrightarrow **Condition vérifiée**

III.2.6 Vérification à l'ELS**a. Etat limite d'ouverture de la fissure**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.314 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ K_1 = 34.50 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34.50} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.38 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 187.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.029 \times 187.48 = 5.43 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

c. Longueur de scellement

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

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} . \qquad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal. La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 18 \text{ cm}$.

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

- 1) $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.100 \geq \frac{1}{22,5} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$
- 2) $\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.100 \geq \frac{12.38}{10(17.37)} = 0.071 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

Conclusion

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

III.3 Calcul de l'escalier

III.3.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches et de contre marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

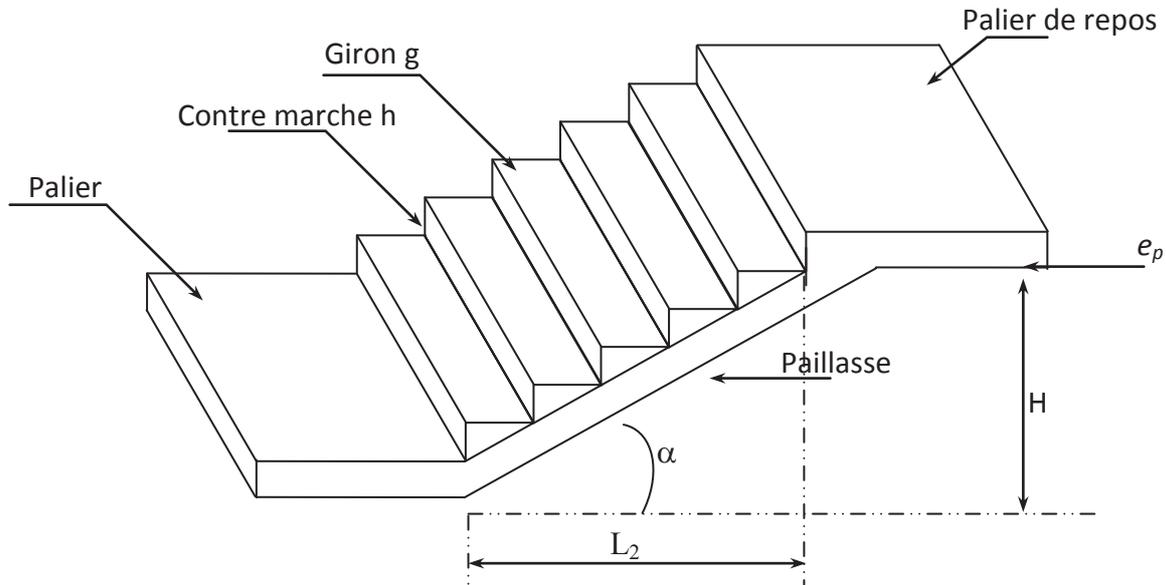


Figure III.15 : Escalier

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

III.3.2 Pré dimensionnement des escaliers d'étage courant

Le pré-dimensionnés des marches et contre marches doit satisfaire la relation de BLONDEL, donnée par la formule suivante :

- $59\text{cm} < g+2h < 66\text{cm}$

Pour un escalier desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes de h et g sont:

- h : hauteur de la contre marche $14\text{cm} < h < 18\text{cm}$

a. Calcul du nombre de marches et de contre marches

$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \rightarrow$ Pour notre cas d'étude

On prend : $h=17\text{cm}$

- Le nombre de contre marche (n)

$$n = \frac{H}{h} = \frac{150}{17} = 9$$

On aura ainsi 9 contre marches pour tous les volés, ce qui nous donne

$$\Rightarrow m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

- Calcul du giron (g)

Le giron g est donné par la relation suivante:

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

- Vérification de la loi de BLONDEL

Pour vérifier la conformité des escaliers, Il faut satisfaire la relation : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$g + 2h = 30 + 2 \cdot (17) = 64\text{cm}$$

On remarque d'après les calculs que $59 \leq 64\text{cm} \leq 66$ d'où \rightarrow La condition est vérifiée

$$\text{Alors : } \begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

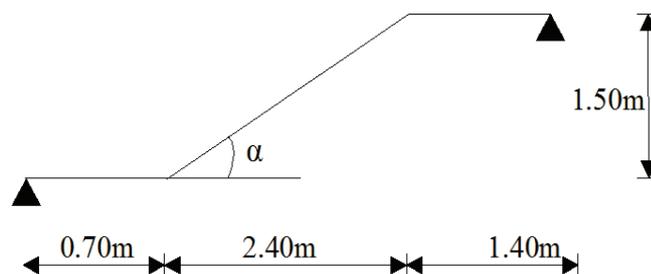
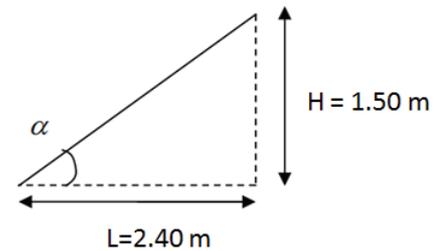


Figure III.16 : Pré dimensionnement de l'escalier étage courant

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse aura une épaisseur e_{p0} telle que :

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

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.50}{2.40} = 0.625 \rightarrow \alpha = 32$$

Donc : $L = 0.7 + \frac{2.40}{\cos 32} + 1.40 = 4.93\text{m}$.

Ainsi, $\frac{493}{30} \leq e_p \leq \frac{493}{20} \rightarrow 16,43 \leq e_p \leq 24,65$

Donc on opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 20\text{cm}$.

III.3.3 Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour une bonde de 1m d'emmarchement et une bonde de 1m de projection horizontale de la volée, en considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Charges permanentes

a.1. Palier

Tableau III.8 : Calcul de la charge permanente du palier.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Palier	25	0.20	5
05	Enduit de ciment	22	0.010	0.22
Σ				G_T = 6.42

a.2. Volée

Tableau III.9 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Marches	25	0.20/2	2.5
05	Paillasse	25	0.20/cos α	5.89
06	Enduit ciment	22	0.010	0.22
Σ				9.81

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

III.3.4 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant a l'ELU

a. Combinaison de charges

- Volée $q_u^v = 1.35 \times 9.81 + 1.5 \times 2.5 = 17.00 \text{ KN/m}$.
- Palier $q_u^p = 1.35 \times 6.42 + 1.5 \times 2.5 = 12.41 \text{ KN/m}$.

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

b. Etude de la volée et de paliers

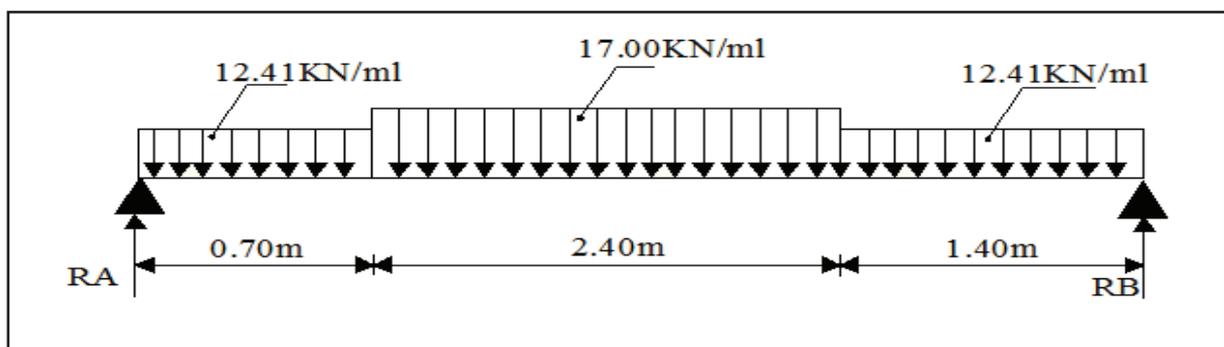


Figure III.17 : Schéma statique de calcul a l'ELU

b.1. Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (12,41 \times 0,70) - (17,00 \times 2,40) - (12,41 \times 1,40) = 0.$$

$$R_A + R_B = 66,86 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4,5R_B - 12,41 \times 0,7 \left(\frac{0,7}{2}\right) - 17,00 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 0,7\right) - 12,41 \times 1,4 \left(\frac{1,4}{2} + 3\right) = 0$$

$$\text{D'où: } \begin{cases} R_A = 34,67 \text{ KN} \\ R_B = 32,19 \text{ KN} \end{cases}$$

b.2 Calcul des efforts internes

- 1^{er} Tronçon $0 \leq x \leq 0,70 \text{ m}$

Moments fléchissant

$$\begin{aligned} - M_z &= R_A x - q u \frac{x^2}{2} \\ - M_z &= 34,67x - 12,41 \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0,70 \text{ m} & \Rightarrow M_z = 21,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 34,67 - 12,41 x$$

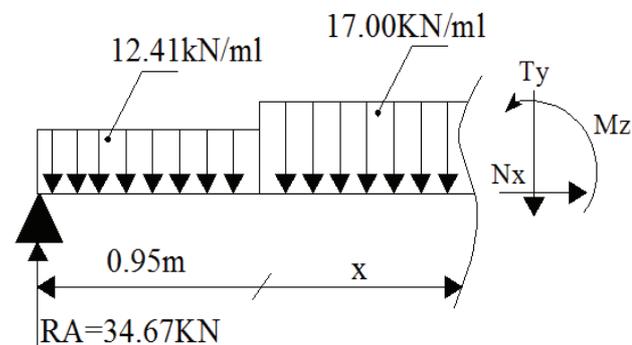
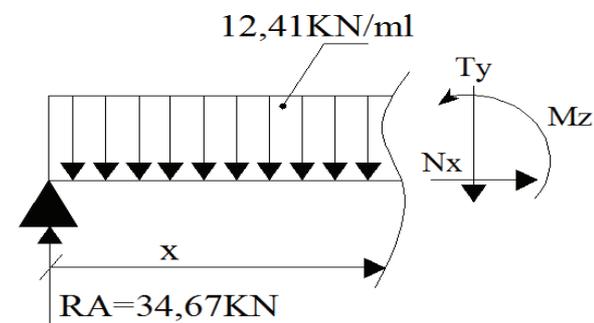
Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T_y = 34,67 \text{ KN} \\ x = 0,70 \text{ m} & \Rightarrow T_y = 25,98 \text{ KN} \end{cases}$$

- 2^{eme} Tronçon $0,70 \text{ m} \leq x \leq 3,10 \text{ m}$

Moment fléchissant

$$- M_z = 34,67x - 8,69(x - 0,35) - 17,00(x - 0,7) \frac{(x - 0,7)}{2}.$$



Pour :

$$\begin{cases} x=0,70\text{m} & \Rightarrow M_z=21,23\text{KN.m} \\ x=3,10\text{m} & \Rightarrow M_z=34,62\text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = T_y = 25,98 - 17,00(x - 0,70)$$

Pour:

$$\begin{cases} x = 0,70\text{m} & \Rightarrow T_y = 25,98\text{KN} \\ x = 3,10\text{m} & \Rightarrow T_y = -14,52\text{KN} \end{cases}$$

b.3 Le moment max à l'état limite ultime

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -17x + 37,88 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2,23\text{m.}$$

Le moment $M(x)$ est max pour la valeur $x = 2,23$

$$\text{Donc : } M^{\max} = M(2,23) = 41,08\text{KN.m}$$

3^{eme} Tronçon $0\text{m} \leq x \leq 1,40\text{m}$

Moment fléchissant

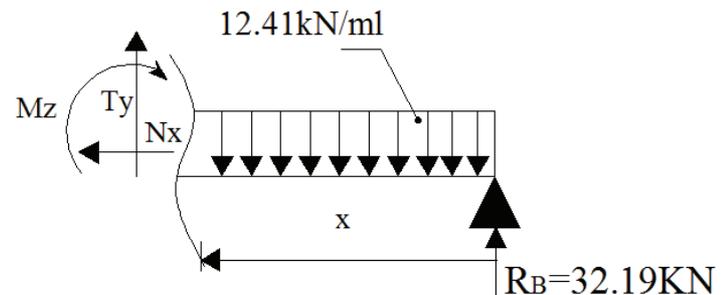
$$M_z = -6,21x^2 + 32,19x.$$

Pour :

$$\begin{cases} x=0\text{m} & \Rightarrow M_z=0\text{KN.m} \\ x=1,40\text{m} & \Rightarrow M_z=32,89\text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 12,42x + 32,19$$



Pour :

$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \Rightarrow T_y = 32,19\text{KN} \\ x = 1,40\text{m} & \Rightarrow T_y = -14,82\text{KN} \end{cases}$$

Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 41,08 = -12,32\text{KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 41,08 = 34,92\text{KN.m}$$

b.4 Diagramme des Efforts internes

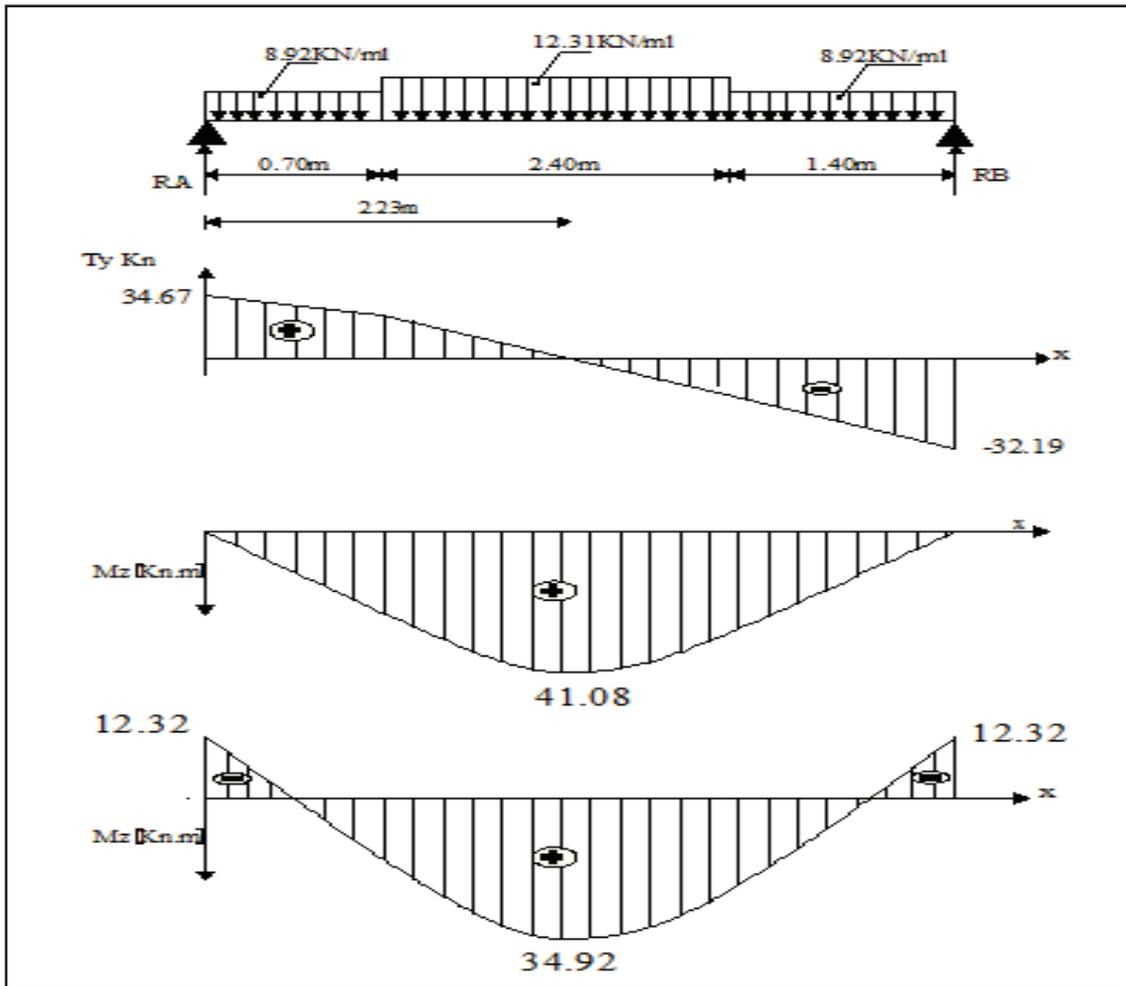


Figure III.18 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à L'ELU

III.3.5 Ferrailage des escaliers

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=20\text{ cm}$)

a. En travée

a.1. Armatures longitudinales

$b=1\text{m}$; $c=2\text{cm}$; $d = e_p - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$; $f_{bu}=14,2\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{34.92 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (180)^2} = 0.076 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{34,92 \times 10^6}{348 \times 180 \times 0,960} = 5,81 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec: } \sigma_{st} = 400/1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

- On opte pour **6HA12=6,78 cm²**.

a.2. Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

- On opte pour **4HA10=3,14 cm²** ; Soit **1HA10 tous les 20cm**

b. Aux appuis

B.1. Armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,32 \cdot 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,026 \quad \text{Avec: } f_{bc} = (0,85 \times 25)/1,5 = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ **La section est simplement armée.**

Ainsi à partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,02 \cdot 10^6}{0,987 \times 180 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

- On opte pour **5HA10=3,93 cm²** ; Soit **1HA10 tous les 20cm.**

b.2. Armatures de répartition

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

- On opte pour **5HA8=2,51 cm²** ; Soit **1HA8 tous les 20cm.**

III.3.6 Vérification a l'ELU

a. Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales** $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$.
 - Appui: $St=15 \text{ cm} < 33\text{cm}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**
 - Travée: $St=15 \text{ cm} < 33\text{cm}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

- **Armatures de répartition** $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$
 - Appui: $St=15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**
 - Travée: $St=15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c. Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

- Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour la fissuration non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = (0.2 \times 25) / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$.

- Calcul de τ_u^{\max} :

On se basant sur le diagramme des efforts tranchant (figure III.18), on peut tiré la valeur de l'effort tranchant $V_{\max} = 34.67 \text{ KN}$.

Ainsi,

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{34.67 \times 10^3}{1000 \times 180} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.193 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

d. Entrainement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que

- Calcul de τ_{se}

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \quad (\text{pour les aciers H.A}).$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles. $n \times \pi \times \phi$

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.67 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = 0,947 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \text{Pas de risque d'entrainement des barres}$$

e. **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

La valeur de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } \quad L_s = \mathbf{50 \text{ cm.}}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

b. **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

On doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 34.67 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = \mathbf{0.428 \text{ Mpa.}}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \mathbf{13.33 \text{ Mpa.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

c. Influence effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{34.67.10^3}{348.100} = 0.99 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisante

III.3.7 Calcul à l'ELS

1. Combinaison de charges à l'ELS

Volée : $q_u^v = 9,81 + 2,5 = 12,31 \text{ KN/m}$

Palier : $q_u^p = 6,42 + 2,5 = 8,92 \text{ KN/m}$

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

2. Etude des poutres et de palier

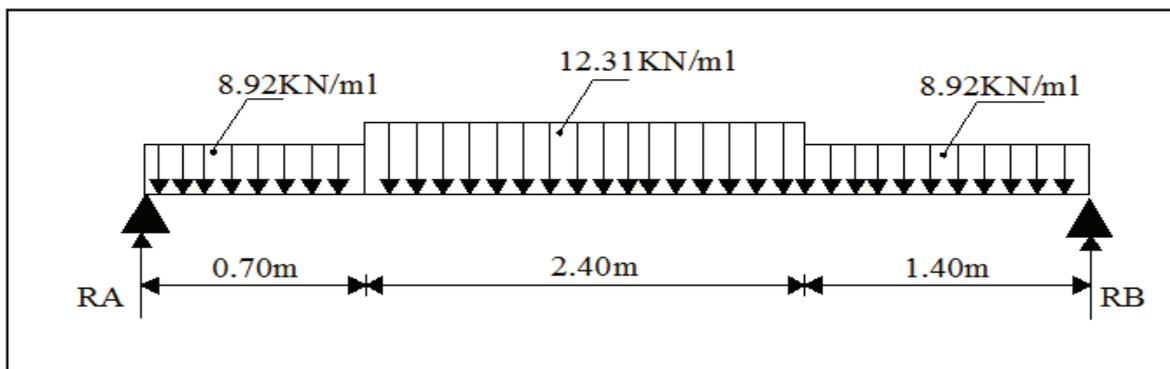


Figure III.19 : Schéma statique de calcul à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis

$$F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (8.92 \times 0.70) - (12.31 \times 2.40) - (8.92 \times 1.40) = 0.$$

$$R_A + R_B = 48.28 \text{KN}.$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 4.5R_B - 8.92 \times 0.7 \left(\frac{0.7}{2}\right) - 12.31 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 0.7\right) - 8.92 \times 1.4 \left(\frac{1.4}{2} + 3\right) = 0$$

$$\begin{cases} R_A = 25,05 \text{KN} \\ R_B = 23,23 \text{KN} \end{cases}$$

d. Calcul des efforts internes

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.70 \text{m}$

Moment fléchissant

$$M_z = -4.46 x^2 + 25.05x$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{m} \Rightarrow M_z = 0 \text{KN.m} \\ x = 0,70 \text{m} \Rightarrow M_z = 15,35 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

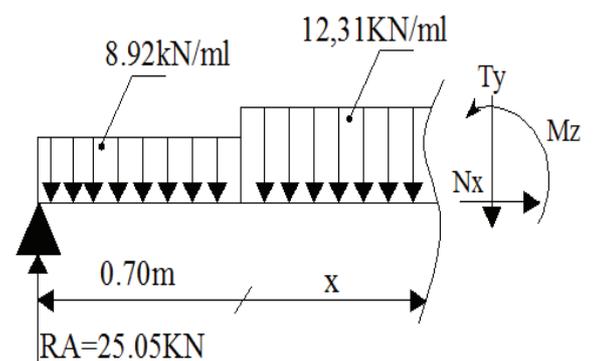
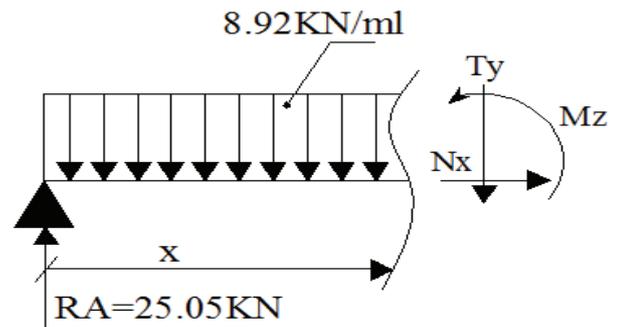
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -8.92x + 25.05$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{m} \Rightarrow T_y = 25,05 \text{KN} \\ x = 0,70 \text{m} \Rightarrow T_y = 18,81 \text{KN} \end{cases}$$

- 2^{eme} tronçon : $0.7 \leq x \leq 3.10 \text{m}$

$$M_z = 25.05x - 6.24(x - 0.35) - 12.31(x - 0,7) \frac{(x - 0,7)}{2}$$



$$M_z = -6.16x^2 + 27.43x - 0.83$$

Pour :

$$\begin{cases} x=0,7\text{m} & \Rightarrow M_z=15,35\text{KN.m} \\ x=3,10\text{m} & \Rightarrow M_z=25,04\text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12.31x + 27.42$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0,7\text{m} & \Rightarrow T_y = 18,80\text{KN} \\ x = 3,10\text{m} & \Rightarrow T_y = -10,74\text{KN} \end{cases}$$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12.32x + 27.42 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2,23\text{m.}$$

$$M_z^{\max}(x) = M_z = -6.16x^2 + 27.43x - 0.83$$

$$M_z^{\max}(2,23) = 29.72\text{KNm.}$$

- 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40\text{m}$

Moment flechissant

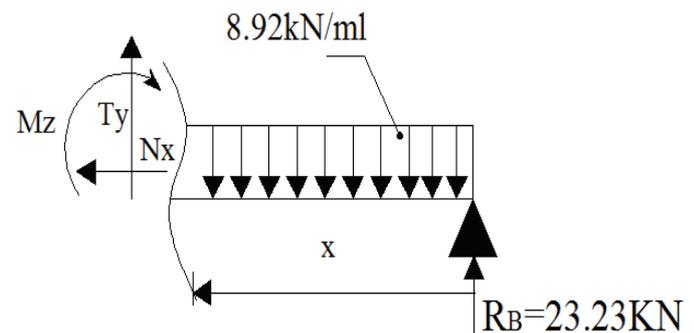
$$M_z = 23.23x - 4.46 \frac{x^2}{2}$$

Pour :

$$\begin{cases} x=0\text{m} & \Rightarrow M_z=0\text{KN.m} \\ x=1,40\text{m} & \Rightarrow M_z=28,15\text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 8.92x - 23.23$$



Pour :

$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \Rightarrow T_y = -23,23\text{KN} \\ x = 1,40\text{m} & \Rightarrow T_y = -10,74\text{KN} \end{cases}$$

Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

- Aux appuis

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 29,72 = -8,92\text{KN.m}$$

- En travée

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 29,72 = 25,26\text{ KN.m}$$

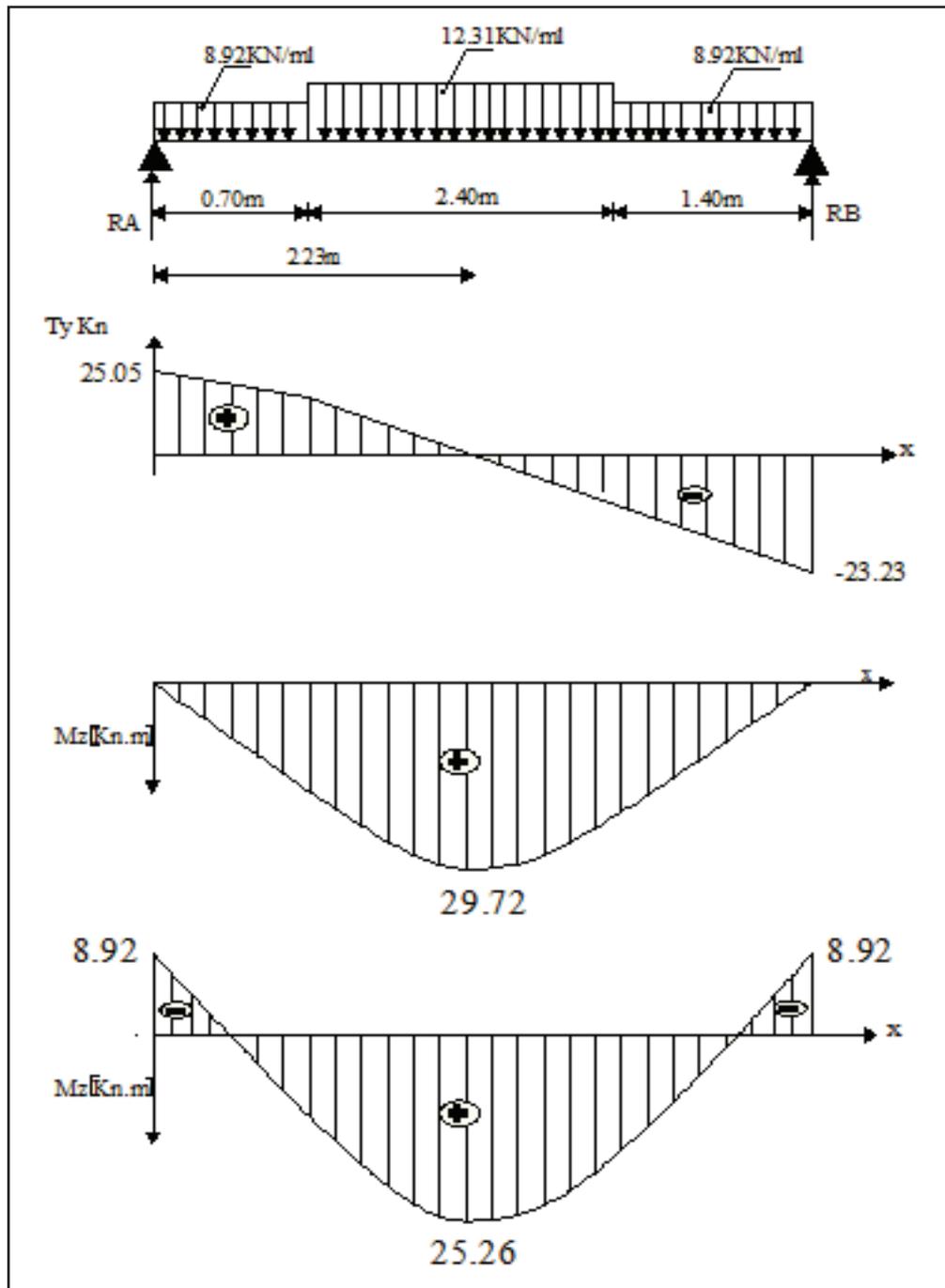


Figure III.20 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à L'ELS

III.3.8 Vérification a l'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

2. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

- Aux travées

• Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6,78}{100 \times 18} \times 100 = 0,377$$

$$\rho_1 = 0,377 \Rightarrow k_1 = 37.63 \text{ et } \beta_1 = 0,905$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{25.26 \times 10^6}{0,905 \times 180 \times 678} \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 228.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 228,71 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 6.08 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 6,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,08 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis

• Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,93}{100 \times 18} \times 100 = 0,218$$

$$\rho_1 = 0,218 \Rightarrow k_1 = 51,67 \quad \beta_1 = 0,925$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,92 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 393}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = 136,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 136,32 \leq \bar{\sigma}_s = 348$$

→

Condition vérifiée

• Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que :

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{136,32}{51,67} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = 2,64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,64 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

→

Condition vérifiée

3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{580} = 0,034 < \frac{1}{16} = 0,062$$

→ Condition non vérifiée.

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{580} = 0,034 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{18,72}{10 \times 22,03} = 0,08$$

→ Condition non vérifiée.

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

→ Condition vérifiée.

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

- Calcul de la flèche

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$Q_{\max} = \max(q_{\text{volée}} ; q_{\text{palier}})$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx}' = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{ut} \times d$$

$$S_{xx}' = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18 \quad S_{xx}' = 21830.6 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 6.78 = 2097.8 \text{ cm}^2$$

D'où

$$V_1 = \frac{21830.6}{2097.8} = 10.41 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.41 = 9.59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_{ut} (V_2 - C)^2 \quad I = \frac{100(10.41^3 + 9.59^3)}{3} + 15 \times 6.78 \times (9.59 - 2)^2$$

$$I = 72861.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{17000 \times 4.5^4}{10818.86 \times 72861.61 \times 10^{-2}} = 0.012 \text{ m} < \bar{f} = 0.09 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes pour les deux volées.

III.4 Calcul de la poutre palière

III.4.1 Introduction

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh) . Elle est soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les douteux, sa portée est de 2,40 (longueur libre entre nus d'appuis).

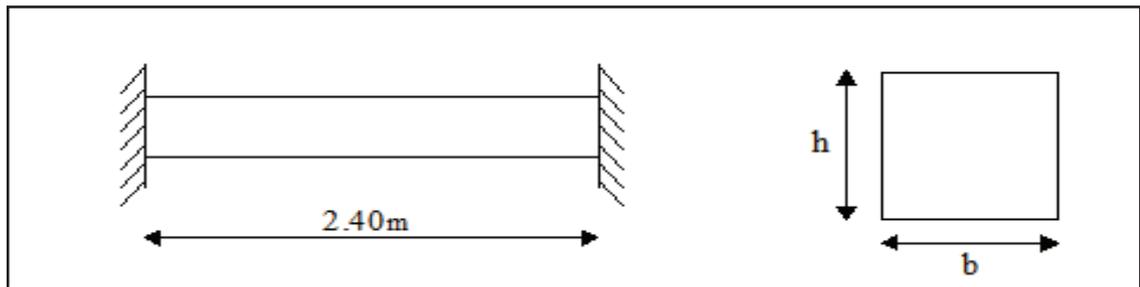


Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.2 Pré dimensionnement de la poutre palière

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

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

- Avec :
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=240 \text{ cm}$$

$$\frac{200}{15} \leq h \leq \frac{200}{10} \Rightarrow 13,33 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \quad ;$$

$$\text{On opte pour : } \mathbf{h = 20 \text{ cm}}$$

$$0,4 \times 20 \leq b \leq 0,7 \times 20 \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq b \leq 14 \text{ cm} \quad ;$$

$$\text{On opte pour : } \mathbf{b = 15 \text{ cm}}$$

- **Vérification des conditions sur RPA**

$$h = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

les conditions ne sont pas Vérifiées, on prendra la valeur minimale de l'RPA 99 version 2003

La poutre a pour dimensions (b. h) = (20 × 30) cm²

III.4.3 Détermination des Charges et surcharges revenant à la poutre palière

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_A = 34,67 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_A = 25,05 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0$ h_0 : hauteur libre d'étage.

$$G_M = 2,89 \times (3 - 0,2) = 8,09 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_M + G_p = 9,59$$

III.4.4 Calcul des efforts à L'ELU

1. Combinaison de charges à l'ELU

$$q_u = 1,35G + R_A = 1,35 \times 9,59 + 34,54 = 47,48 \text{ KN/ml}$$

2. Réaction d'appuis

$$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} \times l = \frac{47,48}{2} \times 2 = 47,48 \text{ KN}$$

3. Calcul des efforts internes

$$T_y = -47,48 \cdot (x) + 47,48$$

Pour:

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T_y = 47,48 \text{ KN} \\ x = 2,00 \text{ m} & \Rightarrow T_y = -47,48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_u}{8} \times l^2 = \frac{47,48}{8} \times 2^2 = 23,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 23,74 = 20,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \cdot 23,74 = -7,12 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts internes

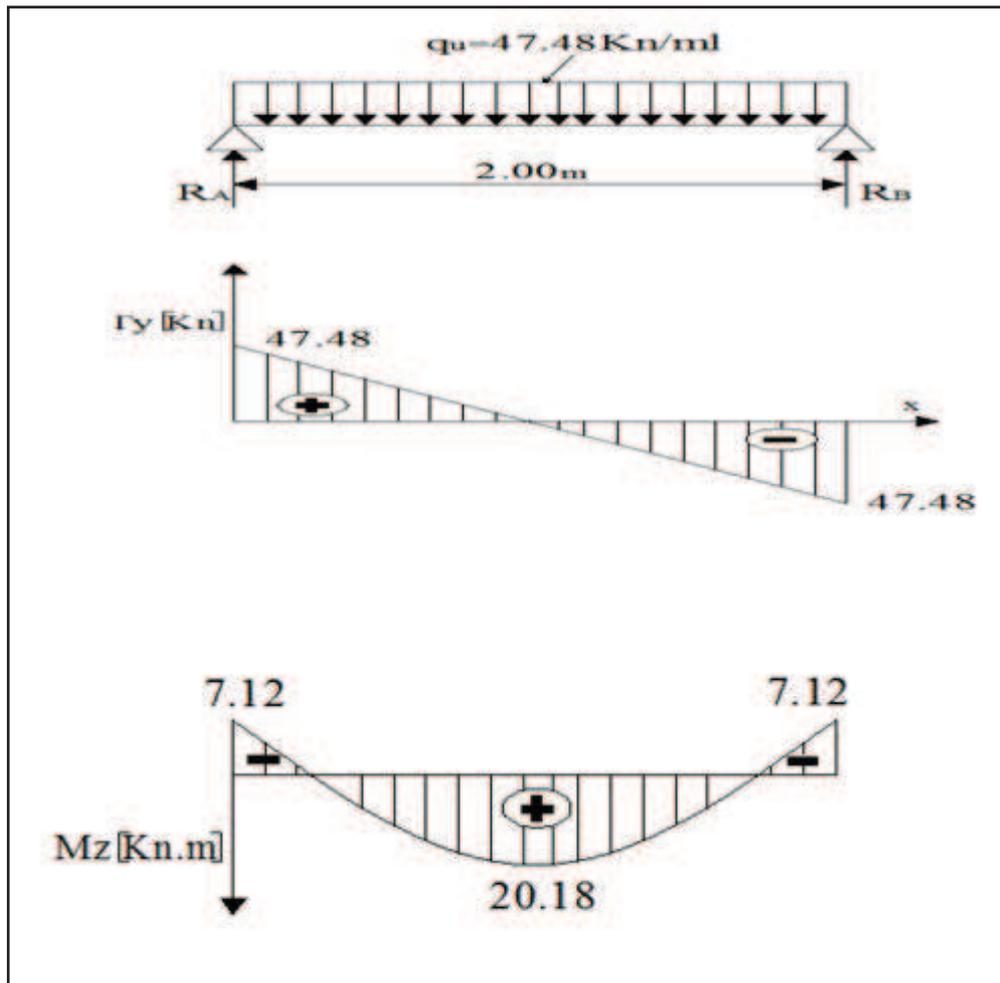


Figure III.22 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

III.4.5 Calcul des Armature

a. Armature longitudinales

- En appuis

$$h = 30 \text{ cm}; b = 20 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 28 \text{ cm}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.12 \cdot 10^6}{200 \cdot 280 \cdot 280 \cdot 14,2} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{ap}=0$

$$\mu_t = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.12 \cdot 10^6}{0,984 \cdot 280 \cdot 348} = 0,74 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 cm²**.

- **Aux travées :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.18 \cdot 10^6}{200 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,090 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap}=0$

$$\mu_t = 0,130 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.18 \cdot 10^6}{0,953 \cdot 280 \cdot 348} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA14 = 4,62 cm²**.

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)**

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

$$A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,005 \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,005 \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2, 1):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section d'armatures choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée

- **Contrainte tangentielle (BAEL91, Art A.5.1)**

On a : $T^{\max} = 47.48 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{47.48 \cdot 10^3}{200 \cdot 280} = 0.85 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,02 < \bar{\tau}_u = 3,33. \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Avec : } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{Avec : } U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma_{ui} = 3 \times 3 \cdot 14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{47.48 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 131,88} = 0.81 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (BAEL99.Art. A.6.1.2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\bar{\tau}_s} \text{ Avec } \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,06 \text{ cm. On prend : } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un croches normale, d'après le BAEL 91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 45 = 18 \text{ cm}$.

On prend : $L_c = 20 \text{ cm}$.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

- **Appuis de rive : (Art A.5.1.312/BAEL 91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancres la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min}}$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{47,48 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,36 \text{ cm}^2.$$

Les armatures ancrées sont suffisantes.

- **Influence sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 47,48 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 280} = 1,88 \text{ MPa} < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Calcul des armatures transversales

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

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm.}$$

Soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$. Donc $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

2. Espacement des armatures transversales (Art A.5, 22/BAEL91)

$$S_t \leq \min\{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} = \min\{25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}.$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003)**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12 \varnothing\right\} = \min\{7,5 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}.$$

- **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Quantité d'armatures transversales minimale

$$A_{min \text{ RPA}} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 20 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min \text{ RPA}} = 0,9 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1, 22 / BAEL91)

$$A_{min} > \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{400} = \frac{0,4 \cdot 20 \cdot 15}{400} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min \text{ BAEL}} = 0,28 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.7 Calcul à l'ELS

a. combinaison de charge

$$q_s = 1. G_M + R_A = 1.8,09 + 24.96 = 33,05 \text{ KN.}$$

b. Réaction d'appuis

$$R_B = R_A = \frac{q_s}{2} \times l = \frac{33,05}{2} \times 2,00 = 33.05 \text{ KN/ml}$$

c. Calcul des efforts interne

Effort tranchant

$$T_y = -33,05. (x) + 33,05$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \Rightarrow T_y = 33,05 \text{ KN} \\ x = 2,00\text{m} & \Rightarrow T_y = -33,05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_s}{8} \cdot l^2 = \frac{33,05}{8} \times 2^2 = 16.53 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M \text{ travées} = 0,85. M_0 = 0,85. 16.53 = 14.05 \text{ kN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3. M_0 = -0,3. 16.53 = - 4.96 \text{ kN.m}$$

d. Diagramme des efforts interne à ELS

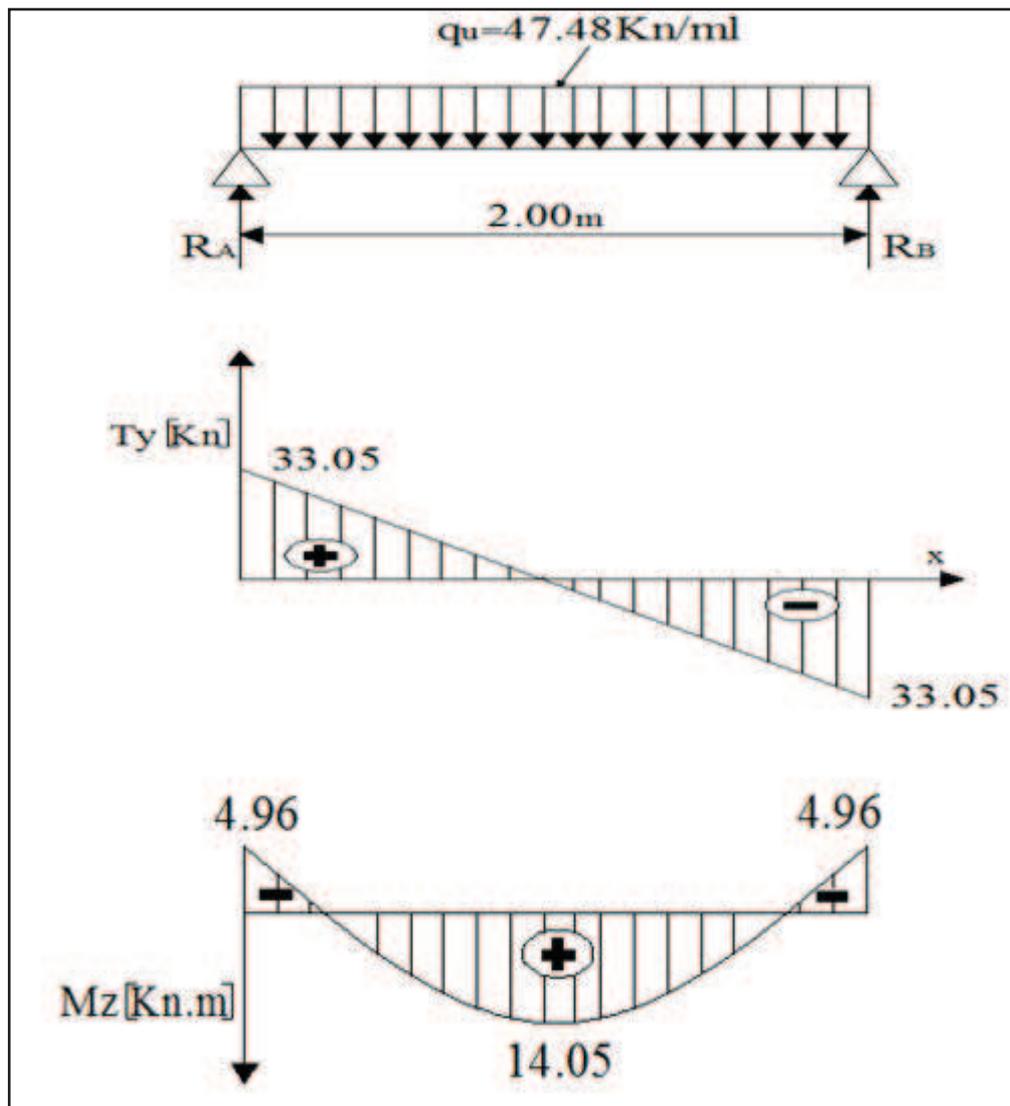


Figure III.23 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

III.4.8 Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

On doit vérifier que :

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

En travées : $A_t = 4,62\text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,825 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,870 ; k_1 = 23,46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{14.05 \cdot 10^6}{0,870 \cdot 280 \cdot 462} = 124,84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{124,84}{23,46} = 5,32 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,60 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,958 ; k_1 = 104$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4,96 \cdot 10^3}{0,958 \cdot 28 \cdot 3,39} = 54,55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{54,55}{104} = 0,52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

Les règles de **BAEL (Art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{200} = 0,15 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \rightarrow \frac{30}{200} = 0,15 > \frac{14,05}{10 \cdot 16,53} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,62}{20 \cdot 28} = 0,0082 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

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

III.5 Étude de la poutre de chaînage

III.5.1 Introduction

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre ainsi que le poids des cloisons extérieurs

III.5.2 Dimensionnement de la poutre

- La hauteur de la poutre « h » est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; avec : $L = 400 - 40 = 360$ cm.

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \quad \rightarrow \quad 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

Soit : $h = 30$ [cm]

- La largeur de la poutre « b » :

est donnée par : $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : $b = 20$ cm

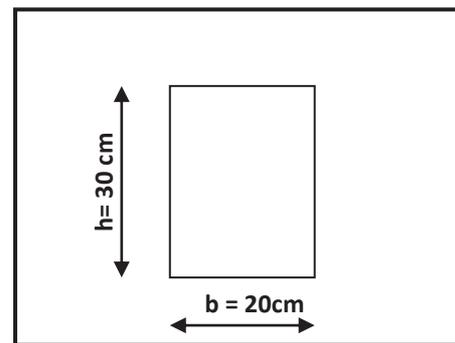


Figure III.24 : Les dimensions de la poutre de chaînage.

❖ Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003).

- $b \geq 20$ cm $20 \geq 20$ cm \rightarrow condition vérifiée
- $h_t \geq 30$ cm $30 \geq 30$ cm \rightarrow condition vérifiée
- $h_t / b \leq 4$ $30/20 = 1,5 < 4$ \rightarrow condition vérifiée

III.5.3 Évaluation des charges

A- Charges permanentes

- ❖ Le poids du plancher $5,10 \times \frac{0,65}{2} = 1,755$ KN/ml.
- ❖ Le poids de la poutre $25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5$ KN/ml.
- ❖ Le poids du mur (double cloison) $2,81 \times (3 - 0,2) = 7,868$ KN/ml.

$$G = 11,12 \text{ KN/ml}$$

B- Charge d'exploitation

$$\diamond Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,4875 \text{ KN/ml}$$

III.5.4 Combinaisons de charge

$$\diamond \text{A l'ELU} : q_u = 1,35 \times 11,12 + 1,5 \times 0,4875 = 15,72 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond \text{A l'ELS} : q_s = 11,12 + 0,4875 = 11,61 \text{ KN/ml}$$

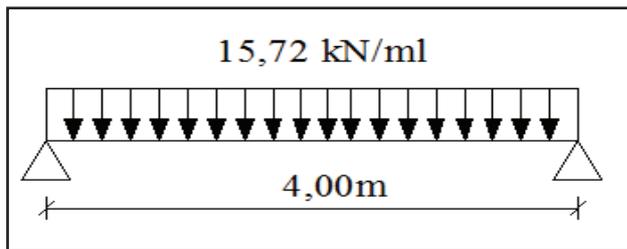


Figure III.25 : Schéma du chargement à l'ELU

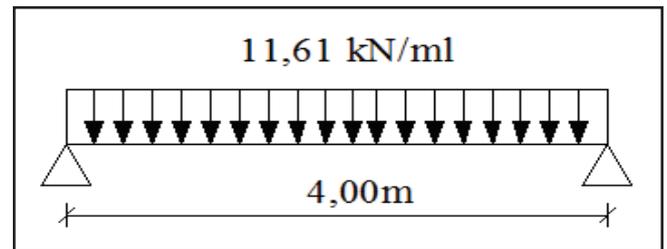


Figure III.26 : Schéma du chargement à l'ELS

III.5.5 Calcul des efforts internes**A. L'ELU**

❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,72 \times 4,00}{2} = 31,44 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 31,44 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,72 \times 4,00^2}{8} = 31,44 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

$$\diamond \text{Moment en travée} : M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 31,44 = 26,724 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \text{Moment aux appuis} : M_{ap} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 31,44 = -9,432 \text{ KN.m}$$

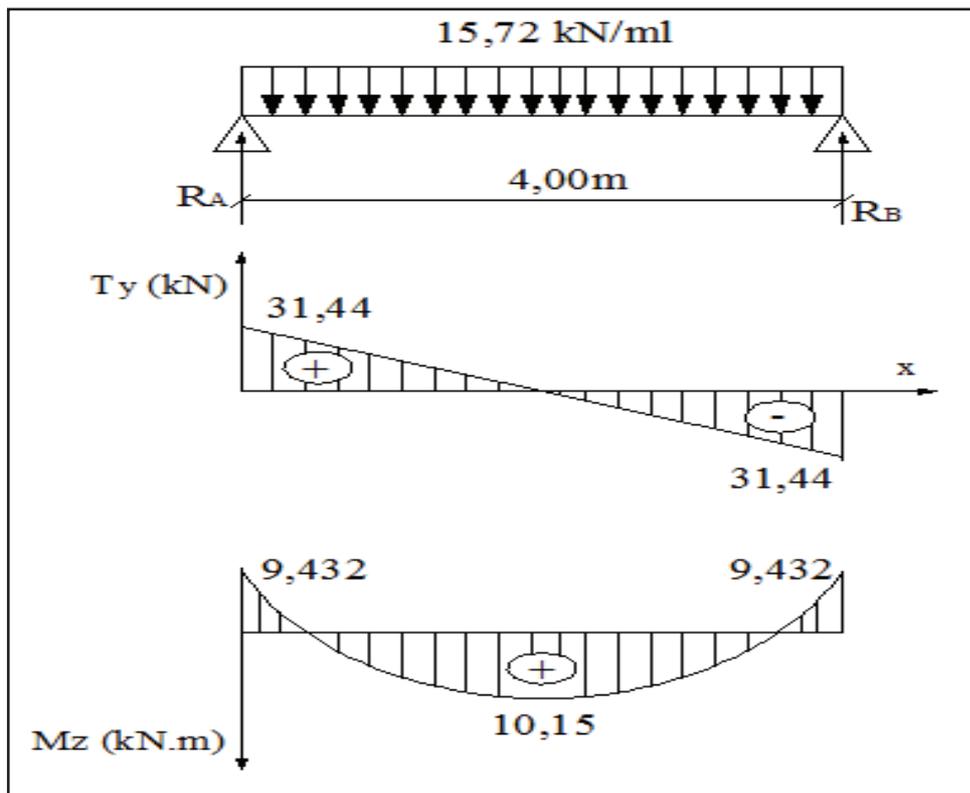


Figure III.28: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

B. L'ELS

- ❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11,61 \times 4,00}{2} = 23,22 \text{ KN}$$

- ❖ Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = 23,22 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul du moment isostatique

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11,61 \times 4,00^2}{8} = 23,22 \text{ KN.m}$$

- ❖ Moment en travée : $M_{tr} = 0,85 M_s = 0,85 \times 23,22 = 19,737 \text{ KN.m}$
- ❖ Moment aux appuis : $M_{ap} = -0,3 M_s = -0,3 \times 23,22 = -6,966 \text{ KN.m}$

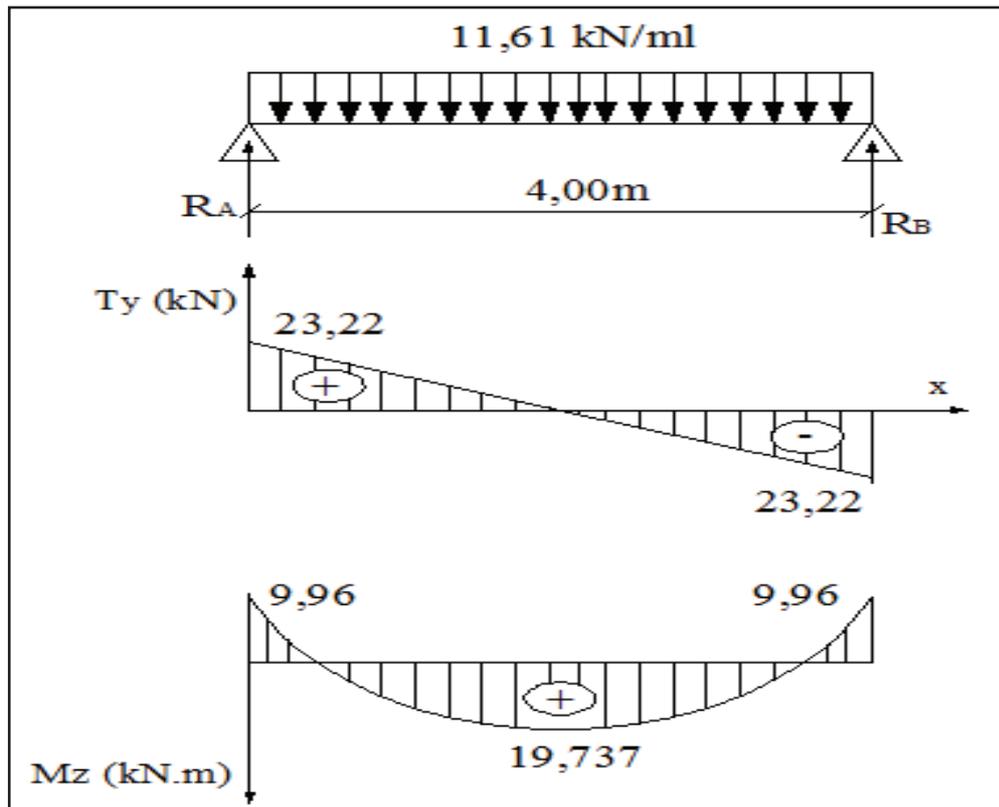


Figure III.29: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.5.6 Ferrailage à L'ELU

a. Armatures longitudinales

- ❖ L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$
- ❖ La hauteur utile : $d = 28 \text{ cm}$
- Aux appuis

$$M_{\text{app}} = 9,432 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,432 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \text{S. S. A}$$

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

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,432 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 0,988 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 2\text{HA}12 \Rightarrow A_p = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$M_{\text{trav}} = 26,724 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26,724 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,12$$

$$\mu = 0,121 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0,121 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,724 \times 10^3}{0,935 \times 28 \times 348} = 2,93 \text{ cm}^2$$

On prend : 2HA14 $\Rightarrow A_{tr} = 3,08 \text{ cm}^2$

b. Armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2, 2)

➤ **Diamètre** $\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_1\right\}$

$$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{400}{35}, \frac{200}{10}, 14\right\} = 11,42 \text{ mm}$$

On opte pour : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ (1 cadre en $\Phi 8$)

➤ **Espacement : (Art A.5.1, 22 BAEL 91/ modifié 99)**

$$S_{t\text{max}} \leq \min\{0,9d, 40\text{cm}\} = \min\{25,2; 40\text{cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_{t\text{max}} = 25\text{cm}$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifier :

❖ Aux appuis :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) = \min(7,5; 14,4)$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

❖ En travée :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

III.5.7 Vérification à l'ELU

A. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL99/ Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,08 \text{ cm}^2, A_a = 2,26 \text{ cm}^2)$$

⇒ **Condition vérifiée**

B. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 99/ Art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{31900}{200 \times 280} = 0,569 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles.} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,569 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

C. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL99 /Art A.5.1,3)

- **Sur le béton**

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 200 = 336 \text{ KN}$$

$$V_u = 31,9 \text{ KN}$$

$$31,9 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier**

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad \text{avec} \quad H = \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{400} \left(31,9 \times 10^3 + \frac{9,57 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) \longrightarrow A_{\min} = 200 \text{ mm}^2$$

On a $A_{\text{adop}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

D. Calcul de l'ancrage des barres (BAEL 99 / Art A.6.1, 2)

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 2,835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi$$

$$L_s = 42,324 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse la longueur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets

❖ La longueur de scellement mesurée hors crochet est

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,324 = 16,94 \text{ cm}$$

$$L_a = 16,94 \text{ cm}$$

E. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99 Art A.6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPA} \qquad \tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi$$

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

$$\tau_{se} = \frac{31,9 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 1,67 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1,67 \text{ MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.8 Vérification à l'ELS**A. Vérification des contraintes du béton (BAEL99 / Art A.4.5,2)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

➤ **En travée**

- $M_s = 19,737 \text{ KN.m}$
- $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,08}{20 \times 28} = 0,55$

$$\rho_1 = 0,55 \rightarrow \beta_1 = 0,889 \rightarrow K_1 = 30,04$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{19,737 \times 10^6}{0,889 \times 280 \times 308} = 257,43 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma = (1/30,04) \times 257,43 = 8,57 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 8,57 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

- $M_s = 6,966 \text{ KN.m}$
- $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,403$

$$\rho_1 = 0,403 \rightarrow \beta_1 = 0,902 \rightarrow K_1 = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{6,966 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 226} = 122,04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma = (1/36,02) \times 122,04 = 3,39 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. État limite d'ouverture des fissurations (BAEL99/ Art B.6.3)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

C. État limite de déformation (BAEL99 /Art B.6.5,2)

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{370} = 0,081 > 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,081 > 0,080 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{2,26}{20 \times 28} = 0,004 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6 Etude de la charpente

III.6.1 Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de 21.92° et 19.55° pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs pignons.

- **Les différents éléments de la charpente**

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire
- Murs pignons

Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III.6.2 Détermination des charges

a. Charge permanente

Poids des tuiles (liteau compris)0.45KN/m²

Poids des pannes et des chevrons0.10KN/m²

G=0,55KN/m²

b. Charge d'exploitation

Poids de la neige1.00KN/m²

Q=1.00KN/m²

Dans un 1,00 m², nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement sont (10.50x22.50) cm² et (5.50x7.50) cm².

Poids de la panne

$P_p = (0.105 \times 0.225) \times \rho_b$ avec $\rho_b = 6\text{KN/m}^3$ (DTR BC.22)

$P_p = (0.105 \times 0.225) \times 6 = 0.14\text{KN/ml}$

Poids des chevrons

$$P_c = (0.055 \times 0.075) \times 6 = \mathbf{0.024 \text{ KN/ml}}$$

Poids des liteaux

$$P_l = (0.03 \times 0.04) \times 6 = \mathbf{0.0072 \text{ KN/ml}}$$

III.6.3 Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU**a. Effort revenant à la panne**

L'espacement des pannes est pris égal à **1m**

La portée des pannes est **L_p=3.85m**

$$GP = 0.14 + (2 \times 0.024) + 0.45 = 0.64 \text{ KN/ml}$$

• Combinaison des charges

$$q_p = 1.35GP + 1.5 Q$$

$$q_p = 1.35 \times 0.64 + 1.5 \times 1 = \mathbf{2.36 \text{ KN/ml}}$$

b. Effort revenant aux chevrons

Espacement des chevrons est pris égal à **e= 0.50m**

La portée des chevrons est **L_c=1.00m**

$$G_c = (0.024 + 0.45 \times 1) = 0.47 \text{ KN/ml}$$

• Combinaison de charges

$$q_c = 1.35G_c + 1.5 Q$$

$$q_c = 1.35 \times 0.47 + 1.5 \times 1 = \mathbf{2.13 \text{ KN/ml}}$$

c. Effort revenant aux liteaux

Espacement des chevrons est pris égal à **0.32m**

La portée des liteaux est **L_c=0.50m**

$$G_l = 0.0072 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charges**

$$q_l = 1.35G_l + 1.5 Q$$

$$q_l = (1.35 \times 0.45) + (1.5 \times 1) = 1.5 \times 1 \text{ kN/ml} = \mathbf{2,10 \text{ kN/ml}}$$

III.6.4 Dimensionnement des pannes

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

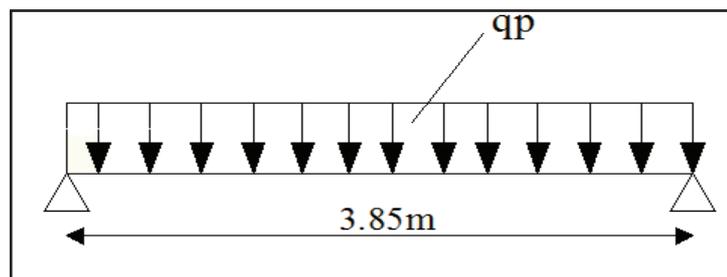


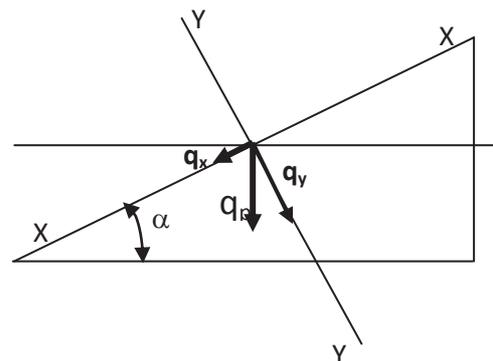
Figure.III.24 : Schéma chargement de la panne

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71 [5], la contrainte admissible forfaitaire σ_f dans ce bois travaillant en flexion simple est $= 142 \text{ dan/cm}^2$

1. Vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_f$$



- **Module de résistance**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times (22,5)^2}{6} = 885,93 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22,5 \times (10,5)^2}{6} = 413,44 \text{ cm}^3$$

- **Moments de flexion**

$$q_{px} = q_p \sin \alpha = 0,79 \text{ KN/ml.} \quad \text{Avec : } \alpha = 19,55$$

$$q_{py} = q_p \cos \alpha = 2,22 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fx} = q_x \frac{l^2}{8} = 0,79 \times \frac{3,85^2}{8} = 1,46 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 2,22 \times \frac{3,85^2}{8} = 4,11 \text{ KN.m.}$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{1,46 \times 10^4}{885,93} + \frac{4,11 \times 10^4}{413,44} = 115,89 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 115,89 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est (22,5 × 10,5 cm).

2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{385}{300} = 1,28 \text{ cm} \quad L_p : \text{portée de la panne.}$$

$$f = \frac{5 \sigma_f \cdot l^2}{48 E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

Avec : E_f : Module de déformation du béton

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$f = \frac{5 \times 115,89 \times (385)^2}{48 \times 131080,128 \times 11,25} = 1,21 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$f = 1,21 \text{ cm} < \bar{f} = 1,28 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est bonne

III.6.5 Dimensionnement des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis comme le montre le schéma suivant :

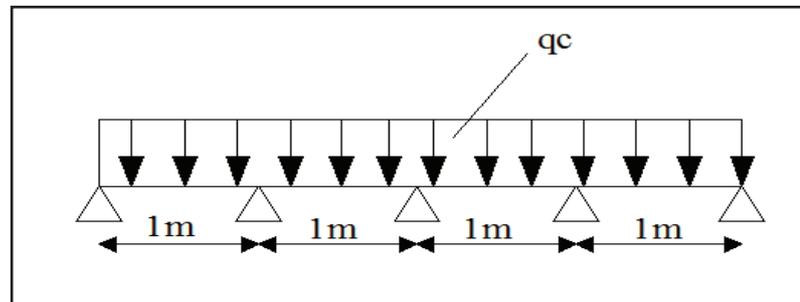


Figure III.25 : Schéma chargement des chevrons

1. Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_f \cdot v}{I} \leq \sigma_f$$

- **Calcul des moments**

$$M_0 = \frac{q_c \times l^2}{8} = \frac{2,13 \times l^2}{8} = 0,266 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de la continuité des appuis :

- Moment en travée = $0,66M_0 = 0,66 \times 0,266 = 0,176 \text{ KN.m}$
- Moment aux appuis = $0,8 M_0 = 0,8 \times 0,266 = 0,213 \text{ KN.m}$.

- **Calcul de module de résistance**

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Aux appuis : } \sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0,213 \times 10^4}{51,56} = 41,31 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{En travée} : \sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0,176 \times 10^4}{51,56} = 34,13 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (41,31 ; 34,13) < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la section choisie pour les chevrons est $(5,5 \times 7,5 \text{ cm})$.

2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{100}{300} = 0,33 \text{ cm} \quad L_p : \text{portée de chevrons.}$$

$$f_t = \frac{5 \times 34,13 \times (100)^2}{48 \times 131080,128 \times 3,75} = 0,072 \text{ cm} < \bar{f} = 0,33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_a = \frac{5 \times 41,31 \times (100)^2}{48 \times 131080,128 \times 3,75} = 0,087 \text{ cm} < \bar{f} = 0,33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les chevrons est bonne.

III.6.6 Dimensionnement des liteaux

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne, on a choisit une

1. Vérification de la contrainte admissible

- **Module de résistance**

$$W_X = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times (4)^2}{6} = 8 \text{ cm}^3.$$

$$W_Y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times (3)^2}{6} = 6 \text{ cm}^3.$$

- **Moments de flexion**

$$q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0,225 \text{ KN/ml.} \quad \text{Avec : } \alpha = 19,55$$

$$q_{ly} = q_l \cos \alpha = 0,633 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fx} = q \times \frac{l^2}{8} = 0,225 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,00703 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 0,633 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,01978 \text{ KN.m.}$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0,00703 \times 10^4}{8} + \frac{0,01978 \times 10^4}{6} = 41,75 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 41,75 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 124 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est $(3 \times 4) \text{ cm}^2$.

2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{50}{300} = 0,17 \text{ cm} \quad L : \text{portée de liteaux .}$$

$$Ef = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$f = \frac{5 \times 41,75 \times (50)^2}{48 \times 131080,128 \times 2} = 0,042 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$f = 0,042 \text{ cm} < \bar{f} = 0,17 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour liteaux est bonne. Alors, on aura les dimensions suivantes :

$$\text{Pannes} = (10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2 \text{ avec } L_p = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Chevrons} = (5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2 \text{ avec } L_c = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Liteaux} = (3 \times 4) \text{ cm}^2 \text{ avec } L_l = 0,32 \text{ m}$$

Chapitre IV :

Modélisation de la structure

IV.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel :(terminologie)

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds
- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Élément : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : point d'application de la charge
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : coffrage
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

IV.3 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d. Définition des charges statiques (G, Q).
- e. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f. Définition de la charge sismique E.
- g. Chargement des éléments.
- h. Introduction des combinaisons d'actions.
- i. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

Géométrie de base :

On clique sur :

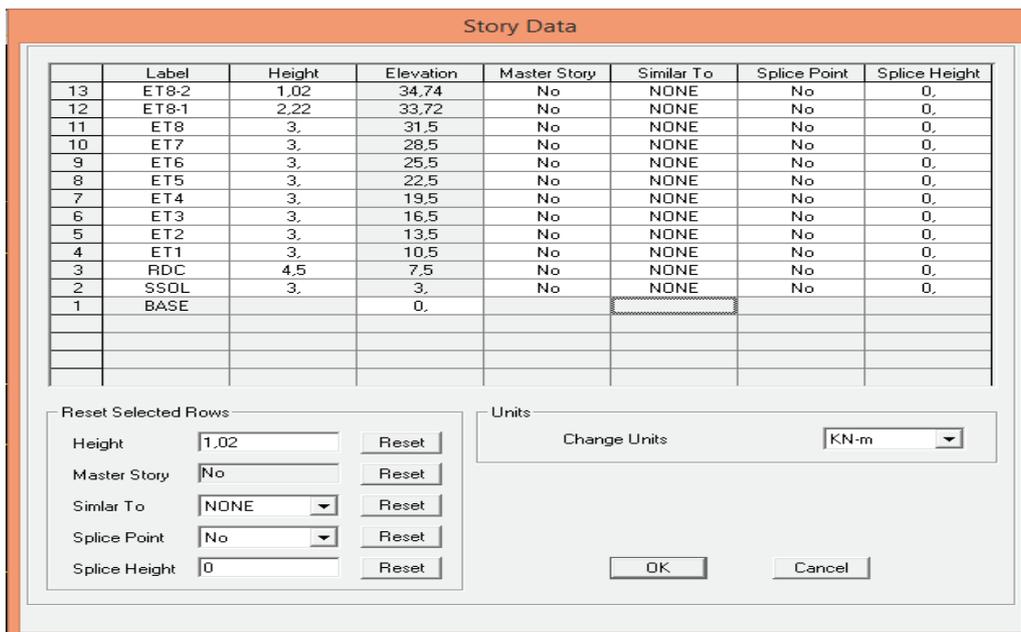
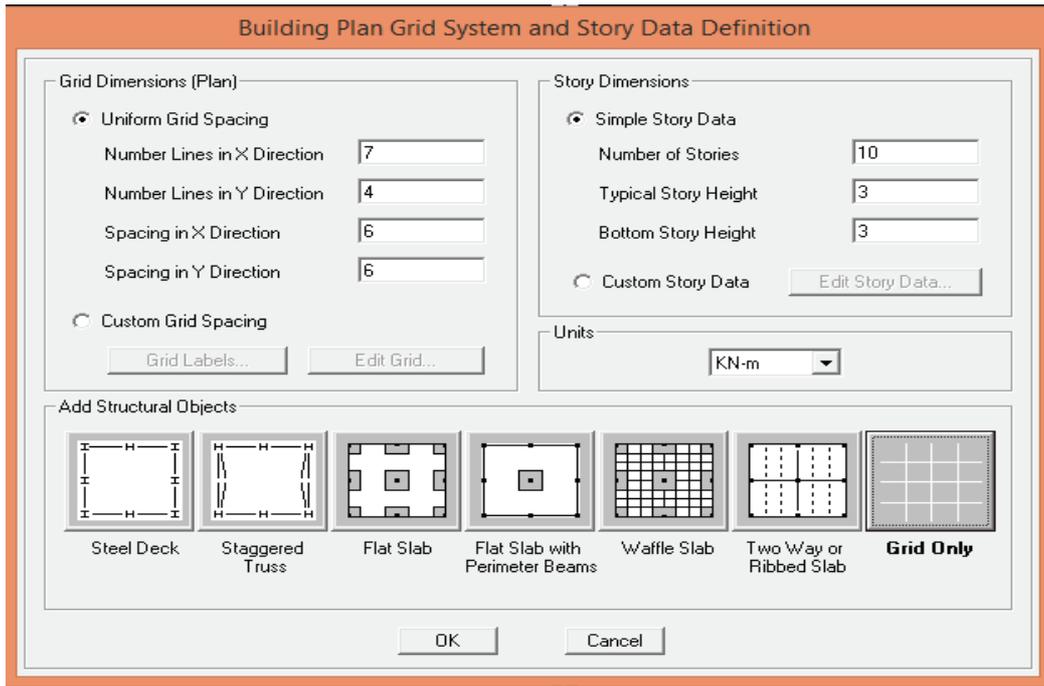
File → new model → No → Custom grid spacing → STORY DATA

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs de différents étages.
- Les longueurs de travées.

NB :

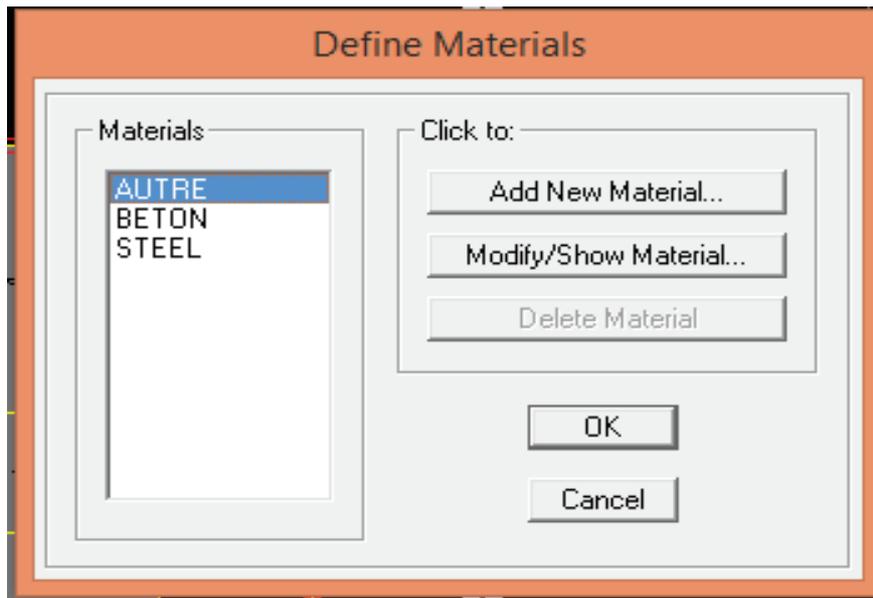
Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



b. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material

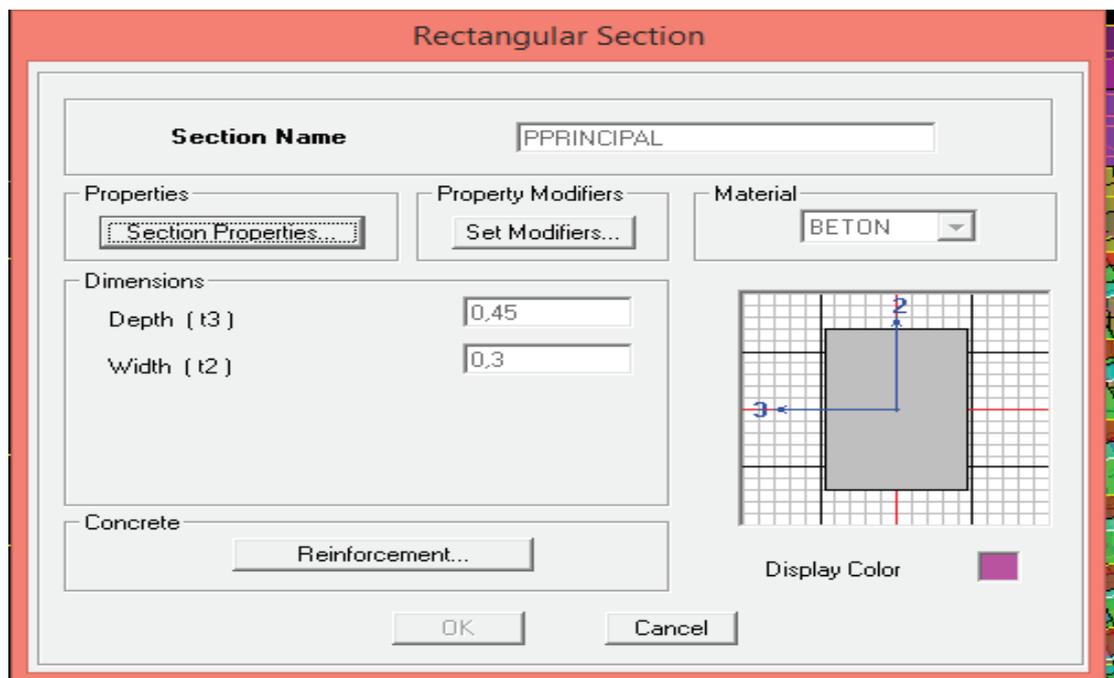


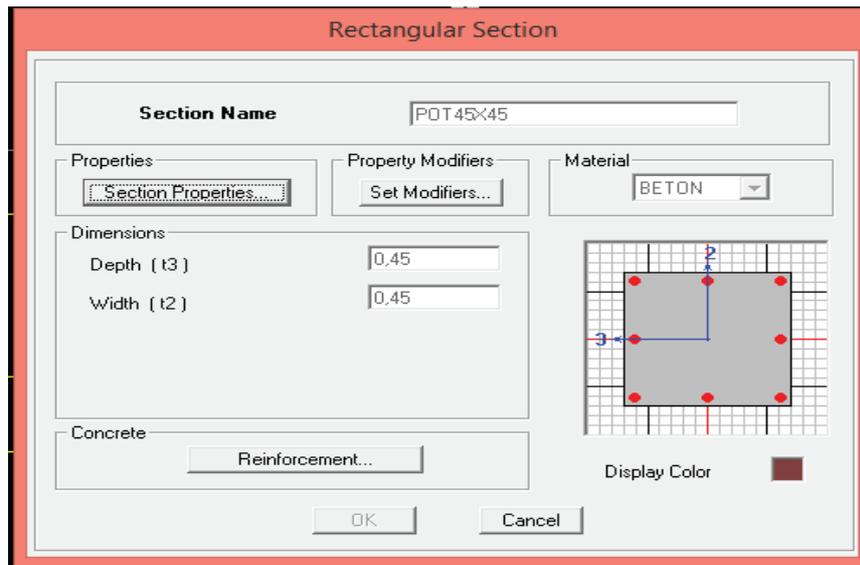
Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

c. Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame Sections → ADD Rectangular

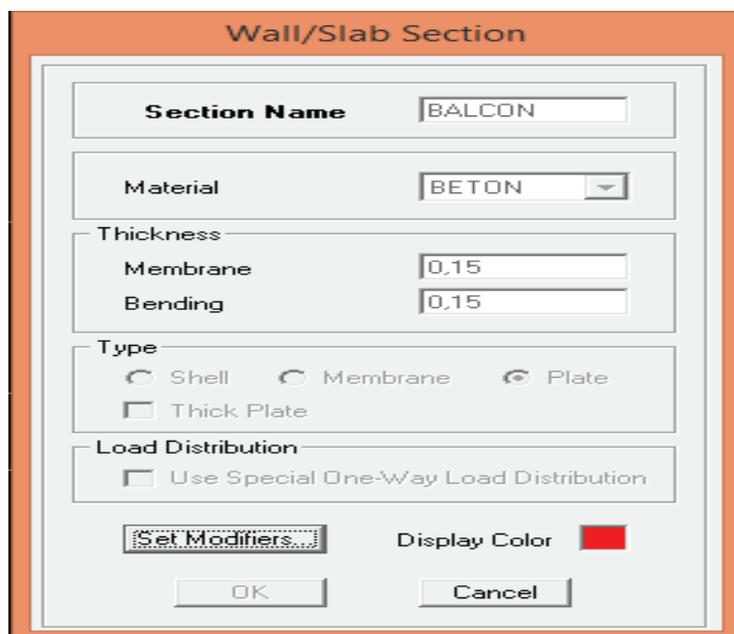




On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → Area Sections → Add New Section



Puis on définit leurs propriétés :

- Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- Pour les poteaux

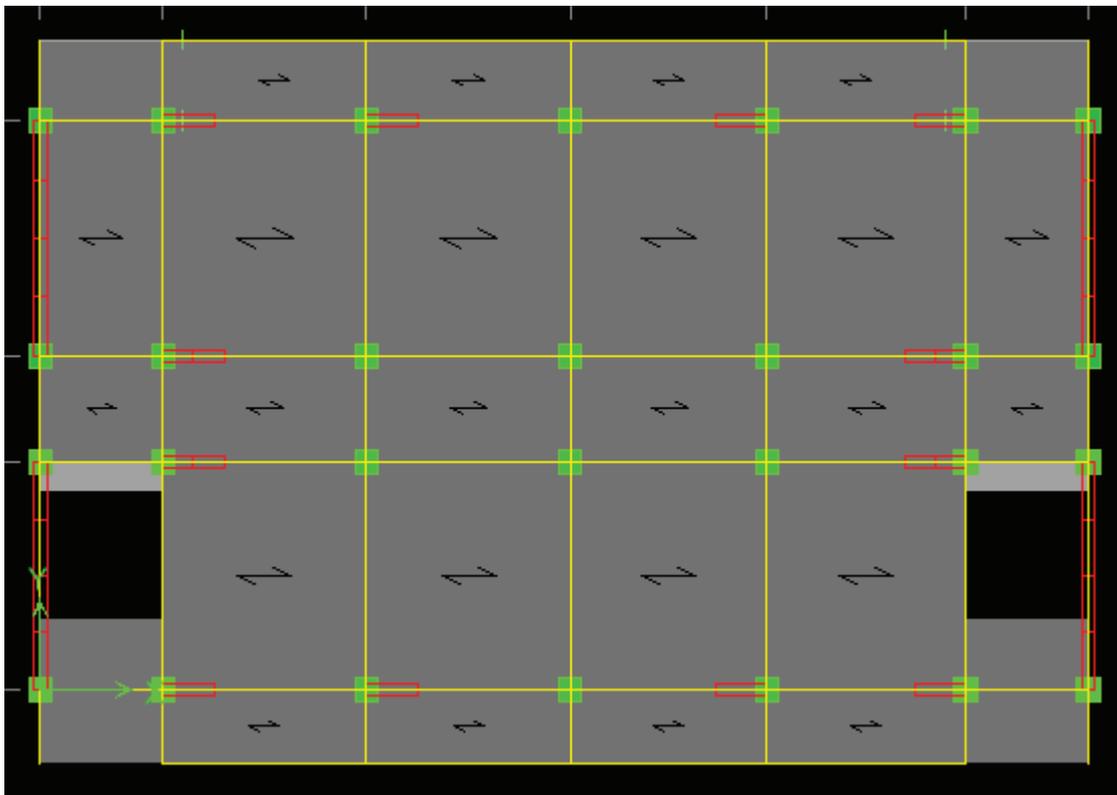
On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section (pot 30x 30 par exemple) on valide.

- Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :





On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

◆ **Masse source** $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99).

W_i : poids total de la structure.

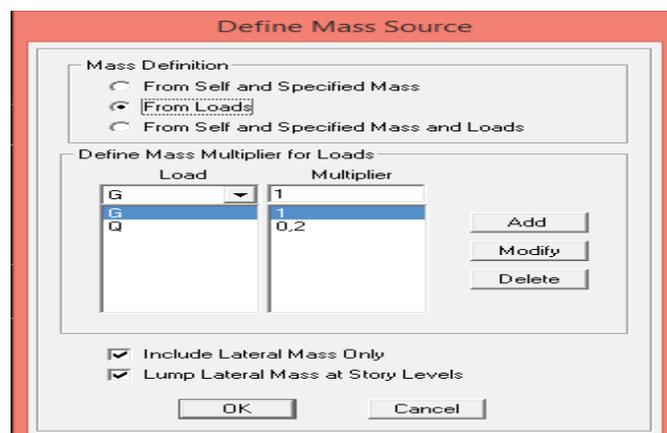
W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du **4.5 RPA99 modifier 2003** (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETAS

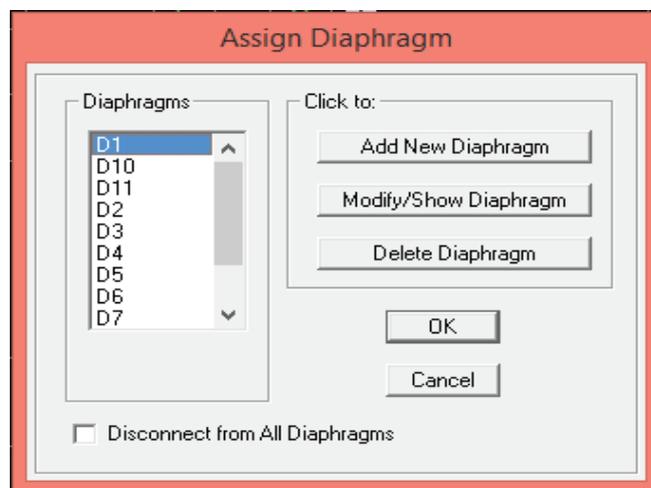
Define→**Masse Source**→**From Loads**.



- **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maître>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du 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 ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragmas** → **D1** → **OK**.

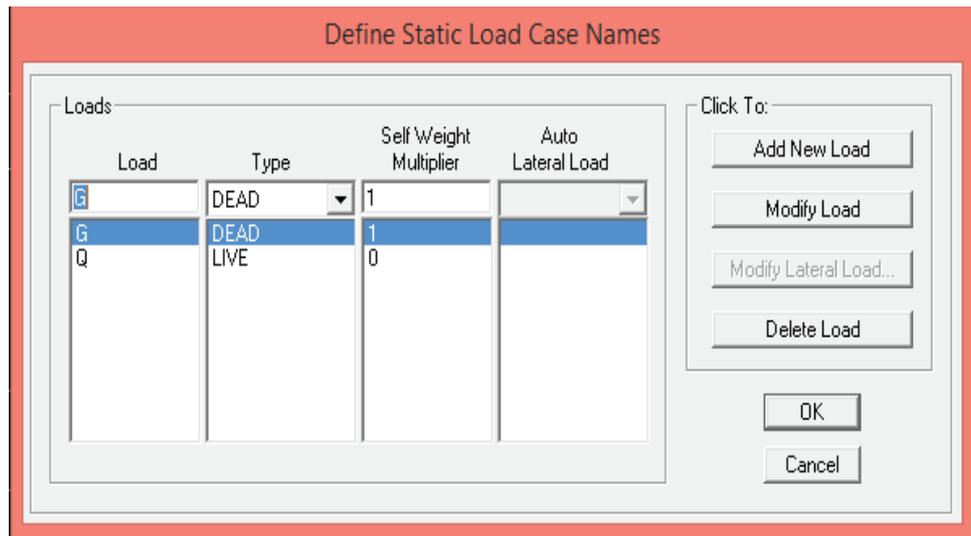


Le deuxième étage **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm** → **D2** → **OK**.

On suit la même procédure pour les autres étages.

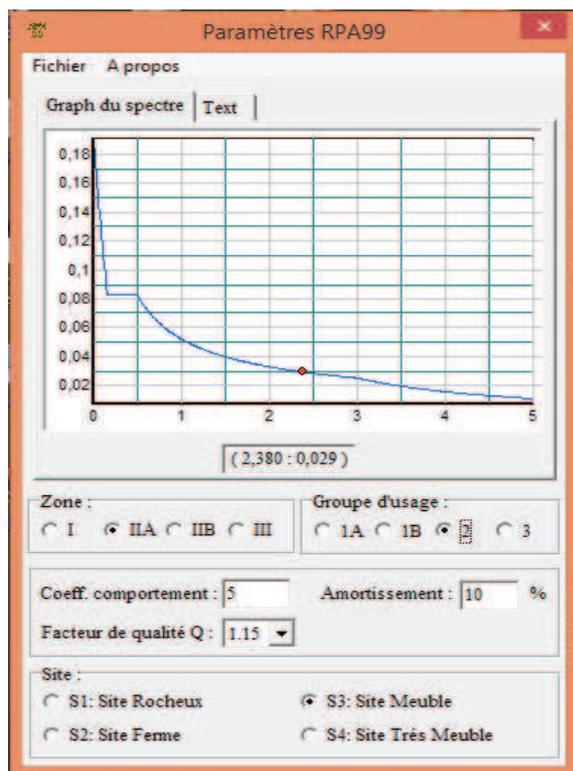
d. Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.



e. Introduction du spectre de réponse (E)

Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003

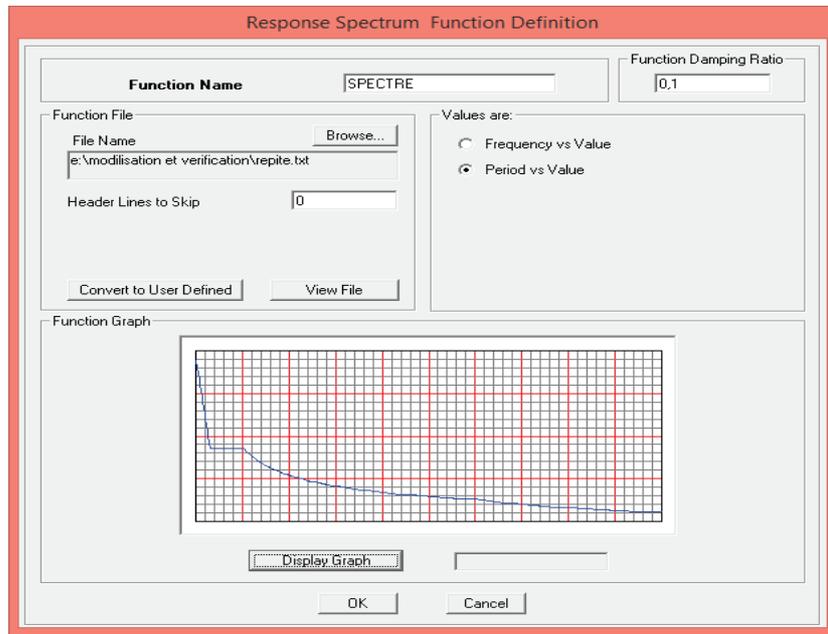


Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T .

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** → **Enregistrer**

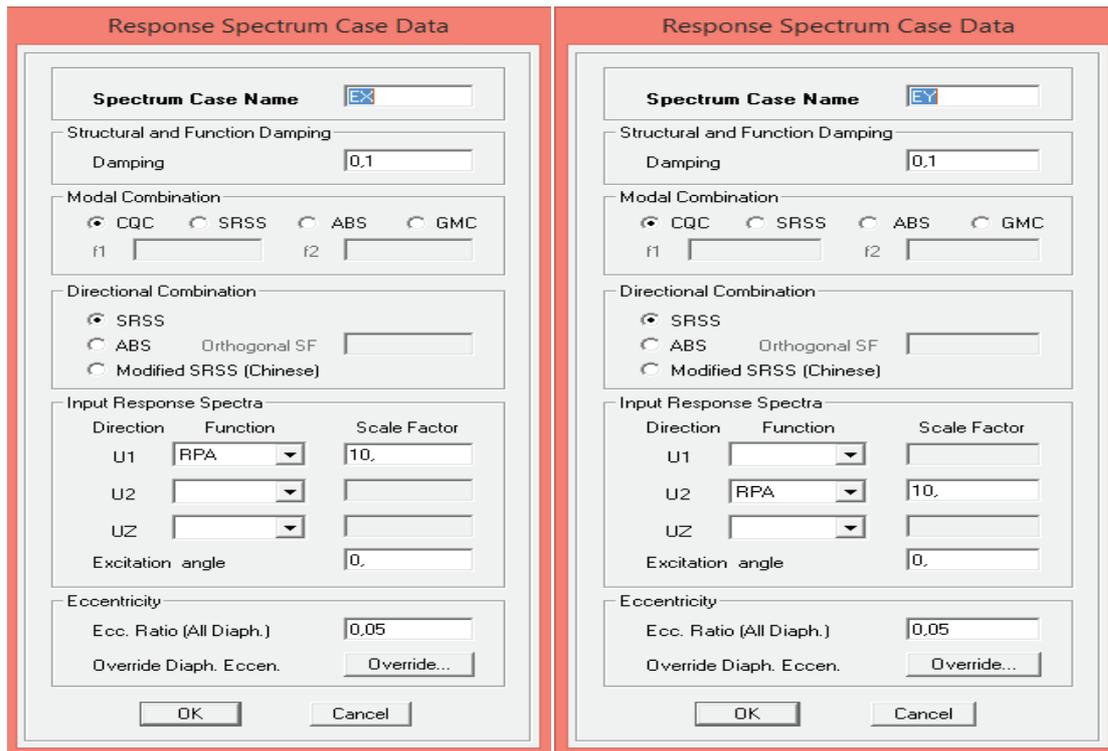
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **response spectrum** → **function spectre from file.**



f. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**



g. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** → **areas load** → **unifor**.

h. Introduction des combinaisons d'actions

- **Combinaisons aux états limites**

ELU 1,35 G+1,5 Q.

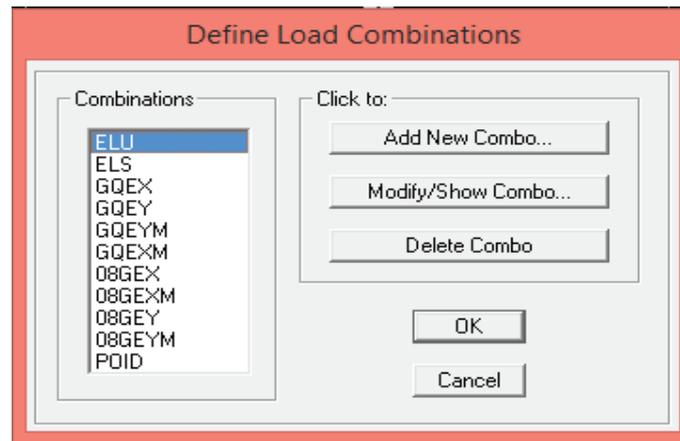
ELS G+Q.

- **Combinaisons accidentelle du RPA**

GQE : G+Q ± E.

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define**→**Loads**
Combinaisons→ **Add New Combo**.



i. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

- Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyse → Run Analyse**

- Visualisation des résultats

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables → Base Reactions → Select Cases/Comb → E.

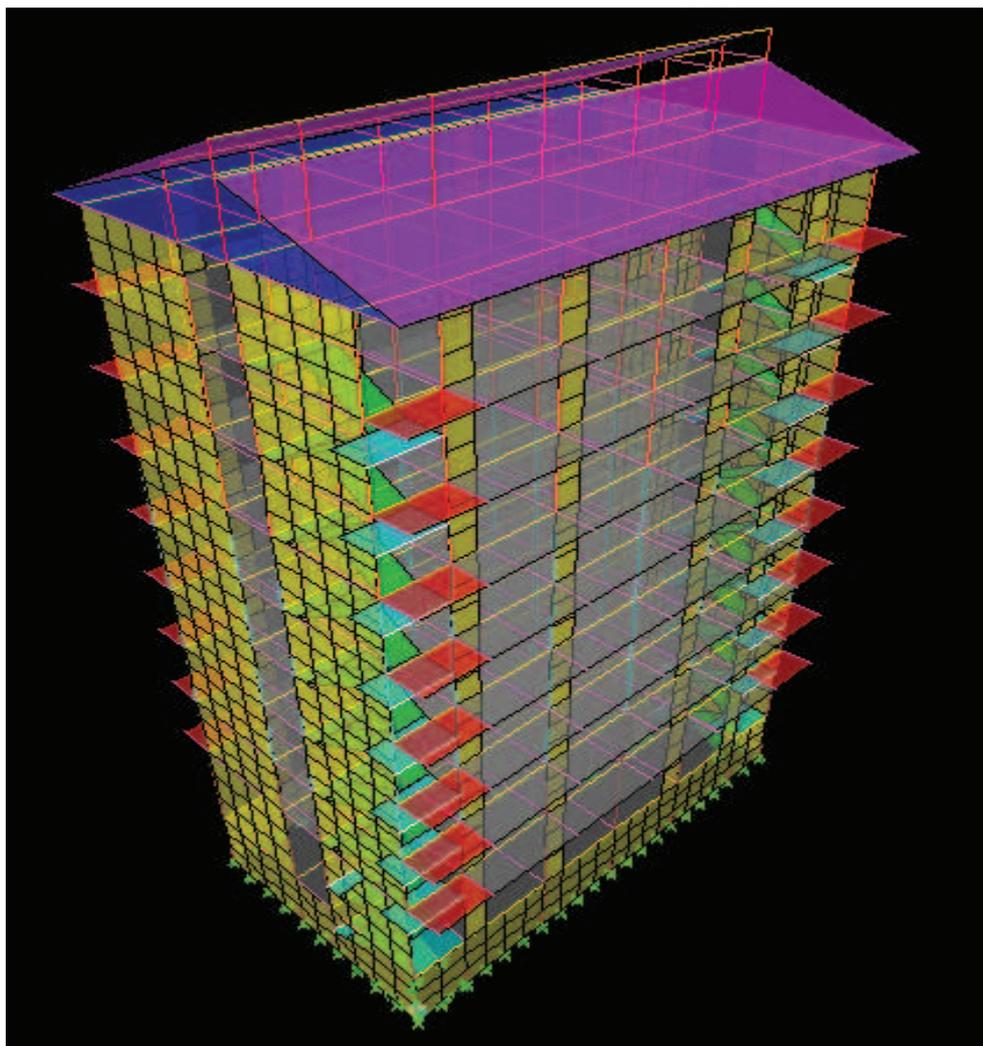


Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure

Chapitre V :
Vérifications des exigences du RPA 99
modifié 2003

V.1 Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Déplacement maximal de la structure.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
9. Effort normal réduit

V.2 Méthodes de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

- a. Condition sur la hauteur**

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 65m en zone II_a, 30m en zone II_b et III

- b. Condition sur la configuration**

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation

- c. Condition complémentaire**

- On zone II_a

- Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec $H < 23$ m
- Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec $H < 17$ m
- Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec $H < 10$ m

Notre bâtiment n'est pas régulier en plans et la condition complémentaire n'est pas vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Vu l'irrégularité en plan de notre bâtiment, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le **RPA99/version 2003** peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

V.3 Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

V.3.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

1. Calcul de la période empirique

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_T \times (h_N)^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (31,76)^{3/4} = 0,669s$$

$$T_2 = \frac{0.09 \times 31.76}{\sqrt{20.95}} = 0.624s$$

$$T_3 = \frac{0.09 \times 31.76}{\sqrt{14.30}} = 0.755s$$

La période empirique $T_{\text{empirique}} = \min (0,669s, 0.624, 0.755) = \mathbf{0.624s}$

2. Détermination de la période par le logiciel ETABS

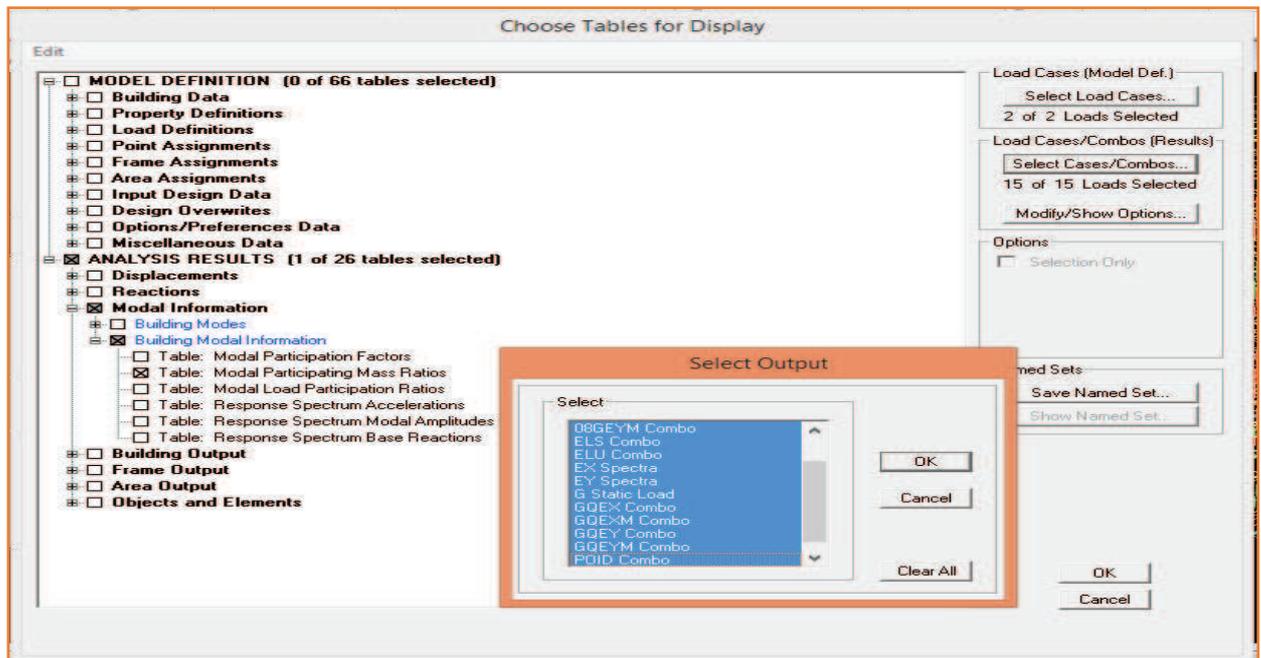
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK



Un autre tableau s'affichera. On choisit dans la liste déroulante en haut à droite

« **Modal Participating Mass Ratios** »

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,796830	72,1347	0,0003	0,0000	72,1347	0,0003	0,0000	0,000
2	0,530830	0,0003	68,0068	0,0000	72,1350	68,0071	0,0000	98,209
3	0,408683	0,0298	0,0001	0,0000	72,1648	68,0072	0,0000	0,000
4	0,248025	10,7747	0,0000	0,0000	82,9396	68,0072	0,0000	0,000
5	0,137416	0,0004	15,0587	0,0000	82,9399	83,0659	0,0000	1,058
6	0,134604	3,4407	0,0016	0,0000	86,3806	83,0675	0,0000	0,000
7	0,119845	0,0371	0,0000	0,0000	86,4177	83,0675	0,0000	0,000
8	0,110635	0,0000	1,7297	0,0000	86,4177	84,7971	0,0000	0,208

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003

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%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée suivant ce tableau :

Tableau V.1 : Période choisie en fonction de la condition sur T

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

Avec $T_{\text{analytique}} = 0,797\text{s} \rightarrow 1,3T_{\text{empirique}} = 0,811\text{s}$

On a : $T_{\text{empirique}} = 0,624 < T_{\text{analytique}} = 0,797 < 1,3T_{\text{empirique}} = 0,811\text{s}$

Donc : $T = T_{\text{analytique}} = 0,797\text{ s}$

V.3.2 Vérification de l'excentricité

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

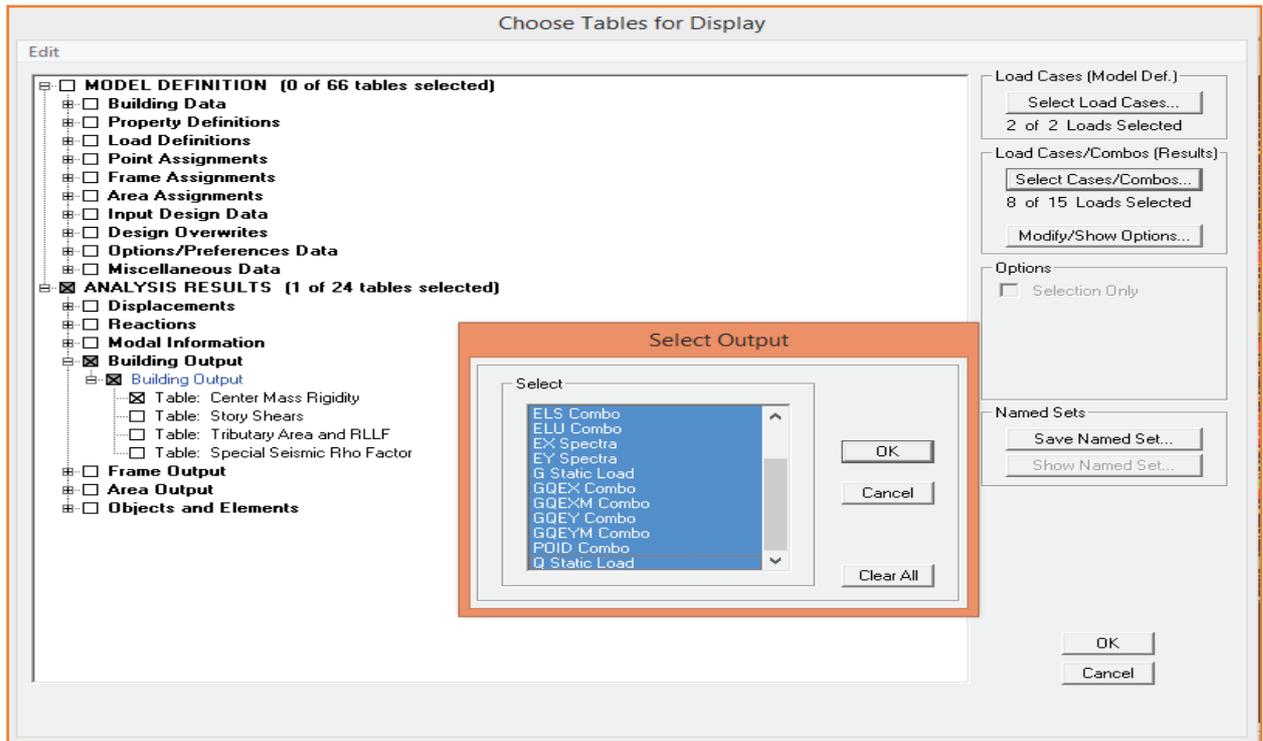
Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :



Select cases/combos...→OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	ET8	10,286	5,669	10,286	5,669	10,288	5,200
	ET7	10,290	5,662	10,290	5,662	10,289	5,191
	ET6	10,284	5,618	10,284	5,618	10,290	5,227
	ET5	10,284	5,618	10,284	5,618	10,289	5,281
	ET4	10,284	5,618	10,284	5,618	10,288	5,337
	ET3	10,284	5,618	10,284	5,618	10,288	5,393
	ET2	10,284	5,618	10,284	5,618	10,288	5,445
	ET1	10,285	5,617	10,285	5,617	10,291	5,473
	RDC	10,285	5,576	10,285	5,576	10,305	5,457
	SSOL	10,259	5,451	10,259	5,451	10,295	5,579

OK

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
ET8	10,286	5.669	10.288	5.200	-0.002	0,469
ET7	10.290	5.662	10.289	5.191	0.001	0,471
ET6	10.284	5.618	10.290	5.227	-0.006	0,391
ET5	10.284	5.618	10.289	5.281	-0.005	0,337
ET4	10.284	5.618	10.288	5.337	-0.004	0,281
ET3	10.284	5.618	10.288	5.393	-0.004	0,225
ET2	10.284	5.618	10.288	5.445	-0.004	0,173
ET1	10.285	5.617	10.291	5.473	-0.006	0,144
RDC	10.285	5.576	10.305	5.457	-0.02	0,119
S.SOL	10.259	5.451	10.295	5.579	-0.036	-0,128

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

- Comparaison des résultats

- Sens longitudinal

$$5\% L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 20,95 = 1,048 > 0,036 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal

$$5\% L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 11,65 = 0,583 > 0,471 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Justification de la régularité en plan

$$e_x = 0,036\text{m} < 15\%L_x = 1,048 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$e_y = 0,471\text{m} < 15\%L_y = 0,614\text{m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. **(article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau V.3 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period [s]	SumUX [%]	SumUY [%]	SumUZ [%]
1	0,79683	72,1347	0,0003	0
2	0,53083	72,135	68,0071	0
3	0,408683	72,1648	68,0072	0
4	0,248025	82,9396	68,0072	0
5	0,137416	82,9399	83,0659	0
6	0,134604	86,3806	83,0675	0
7	0,119845	86,4177	83,0675	0
8	0,110635	86,4177	84,7971	0
9	0,098404	86,4198	84,7971	0
10	0,094271	87,4541	84,7971	0
11	0,082928	87,4541	85,5041	0
12	0,075794	88,5758	85,5041	0
13	0,037122	90,0061	91,3108	0

La somme des masses modales dans le 13^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée

V.3.4 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.

- **Pourcentages des efforts horizontaux**

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 → show Deformed shape → Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

Draw → 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	2305,1246	13,5046	22,558	2157,1078	64,6549	15,0534
Moment	896,144	51564,216	3204,3855	1014,7066	50389,419	3584,7144

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.

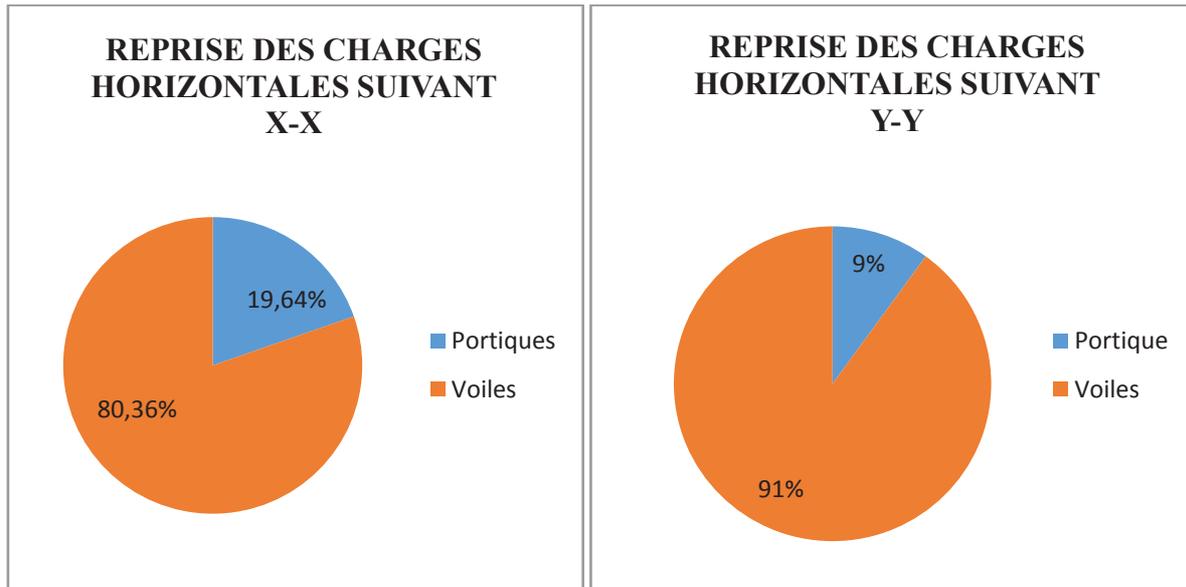
Puis on décoche les cases **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Right Side			Left Side			
1	2	Z	1	2	Z	
Force	2616,1626	18,4227	60,1652	1733,577	54,0494	58,0067
Moment	521,9713	31711,282	3230,0522	409,2122	18150,1167	3684,1671

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

Tableau V.4 : Pourcentages des efforts horizontaux

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2157,11	100	1733,57	80,36
Sens Ey	2810,16	100	2558,32	91

**Figure V.1 : Proportion de reprises des charges horizontales par les éléments de contreventement.**

- **Pourcentage des efforts verticaux**

Pour avoir le pourcentage de l'effort vertical revenant au système portique - voile

1- sélectionné les nœuds de la base

2- display – show table → La combinaison poids

3- Reaction – on calcule la \sum de $F_z = 100\%$

Pour avoir le pourcentage de l'effort revenant au système voile.

1- Sélectionné juste les nœuds de bases des voiles.

2- Display – show table → La combinaison poids

3- Reaction – on calcule la \sum de $F_z = X\%$

Σ de Fz (totale) 1198,87 KN = 100%

Σ de Fz (voile) 482,41 KN = X%

$$X\% = \frac{14298,75 \times 100}{41446,91} = 40,24$$

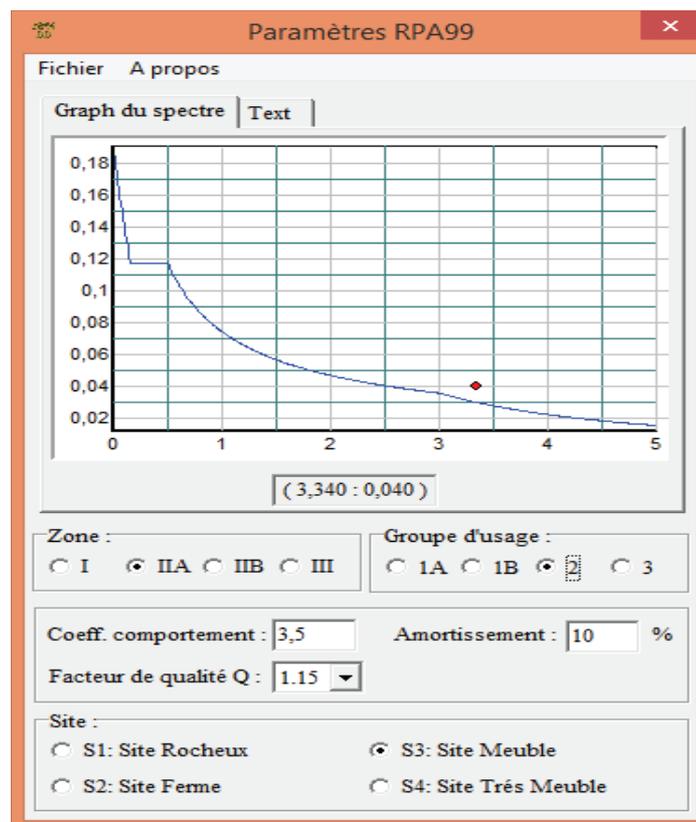
Sollicitation dues aux charges verticales :

Les voiles : **40,24 %**

Les poteaux : **59,76 %**

Remarque

On remarque que les efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$ D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



V.3.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \dots\dots\dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

- Calcul des paramètres A, D, Q, et R

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } $\longrightarrow A = 0,15$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{\text{etabs}}=0,797s < 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$

- le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

- Dans notre cas : $\xi=10\%$

D'où $\eta = 0,76 > 0,7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Alors : $D=2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,824)^{2/3} = 1,36$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel ETABS $W_t = 38559.81$ kN

Tableau V.5 : récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,39
Facteur de qualité Q	1,15
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	38559.81

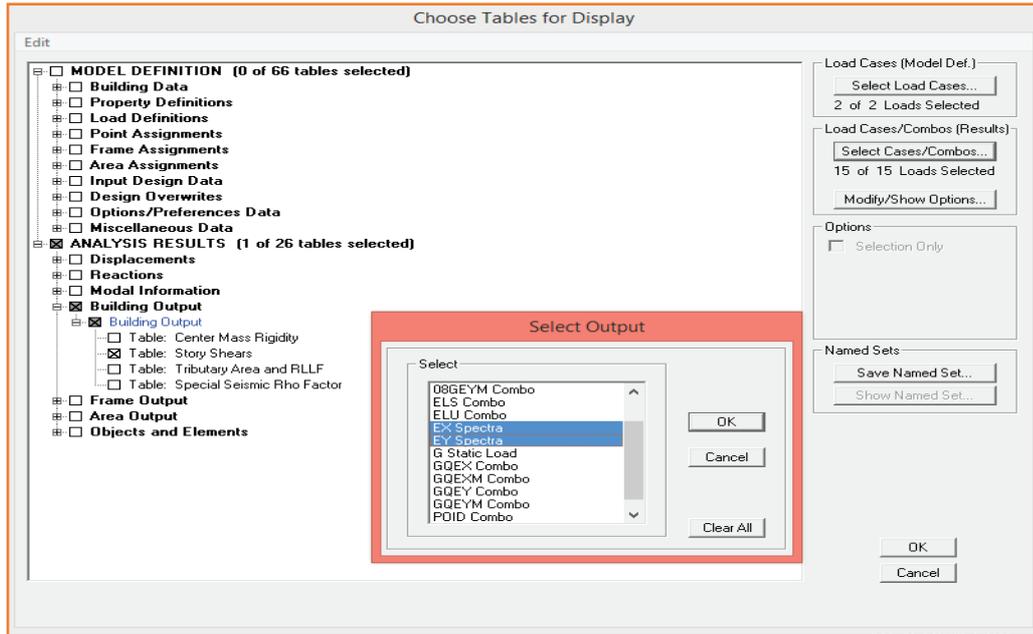
$$V_x = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,10}{3,5} (38559.81) = 2526,77 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,39 \times 1,15}{3,5} (38559.81) = 2641,62 \text{ kN}$$

- Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \rightarrow show tables



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → Building Output → Story Shears

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET3	EY	Bottom	0,00	5,20	2430,91	27934,217	29054,624	57,98
	ET2	EX	Top	0,00	2083,63	5,76	13445,315	62,327	22372,8
	ET2	EX	Bottom	0,00	2087,70	5,77	13451,018	79,313	28413,8
	ET2	EY	Top	0,00	5,82	2616,13	30189,765	29054,624	57,98
	ET2	EY	Bottom	0,00	6,00	2620,61	30233,567	36641,806	74,49
	ET1	EX	Top	0,00	2215,26	6,08	14364,611	79,313	28413,8
	ET1	EX	Bottom	0,00	2218,09	6,07	14368,258	97,250	34818,7
	ET1	EY	Top	0,00	6,54	2761,27	32035,172	36641,806	74,49
	ET1	EY	Bottom	0,00	6,28	2764,57	32067,483	44625,691	92,23
	RDC	EX	Top	0,00	2307,21	6,28	15054,831	97,250	34818,7
	RDC	EX	Bottom	0,00	2307,21	6,28	15054,831	125,145	44838,4
	RDC	EY	Top	0,00	6,28	2876,50	33593,209	44625,691	92,23
	RDC	EY	Bottom	0,00	6,28	2876,50	33593,209	57083,253	120,11
	SSOL	EX	Top	0,00	2311,49	6,38	15092,074	125,145	44838,4
	SSOL	EX	Bottom	0,00	2311,50	6,39	15092,484	143,920	51605,2
	SSOL	EY	Top	0,00	6,33	2924,14	34449,946	57083,253	120,11
	SSOL	EY	Bottom	0,00	6,39	2924,83	34459,235	65540,021	138,91

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant

tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = 2311,5 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 2924,83 \text{ KN}$$

- Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

- **Sens longitudinal**

$$V_{x\text{dyn}} = 2311,5 \text{ KN} \geq 80\% V_{\text{RPA}} = 2021,42 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal**

$$V_{y\text{dyn}} = 2924,83 \text{ KN} \geq 80\% V_{\text{RPA}} = 2113,29 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.6 Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontales a chaque niveau K « δ_k » de la structure est calculée comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

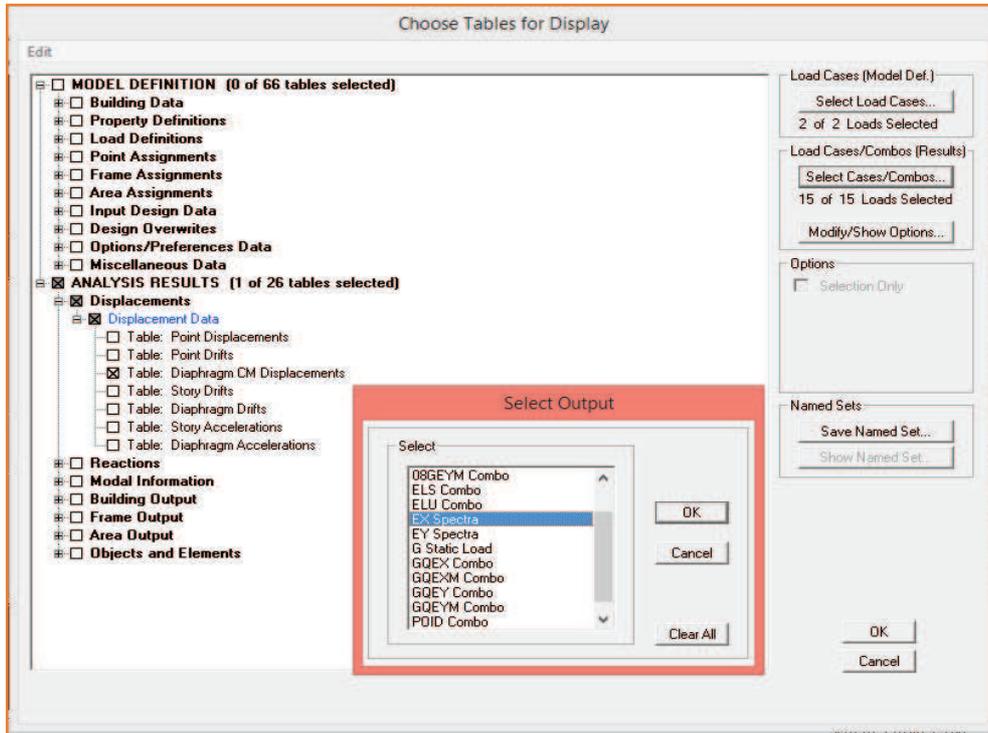
δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**).

H_e : hauteur de l'étage considérée

- **sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables**
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Story	Diaphragm	$\delta_{kx}[m]$	$\delta_{ky}[m]$	ΔK_x	ΔK_y	1%He	conclusion
ET8-2	D12	0.0187	0.0119	0.0002	0.0002	0.0102	CV
ET8-1	D11	0.0185	0.0117	0.0006	0.0006	0.0122	CV
ET8	D10	0.0179	0.0111	0.0012	0.0012	0.03	CV
ET7	D9	0.0167	0.0099	0.0014	0.0013	0.03	CV
ET6	D8	0.0153	0.0086	0.0018	0.0013	0.03	CV
ET5	D7	0.0135	0.0073	0.0019	0.0014	0.03	CV
ET4	D6	0.0116	0.0059	0.0022	0.0013	0.03	CV
ET3	D5	0.0094	0.0046	0.0023	0.0013	0.03	CV
ET2	D4	0.0071	0.0033	0.0024	0.0012	0.03	CV
ET1	D3	0.0047	0.0021	0.0023	0.001	0.03	CV
RDC	D2	0.0024	0.0011	0.0023	0.0009	0.045	CV
S.SOL	D1	0.0001	0.0002	0.0001	0.0002	0.03	CV

Donc, d'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

V.3.7 Vérification du déplacement maximal de la structure

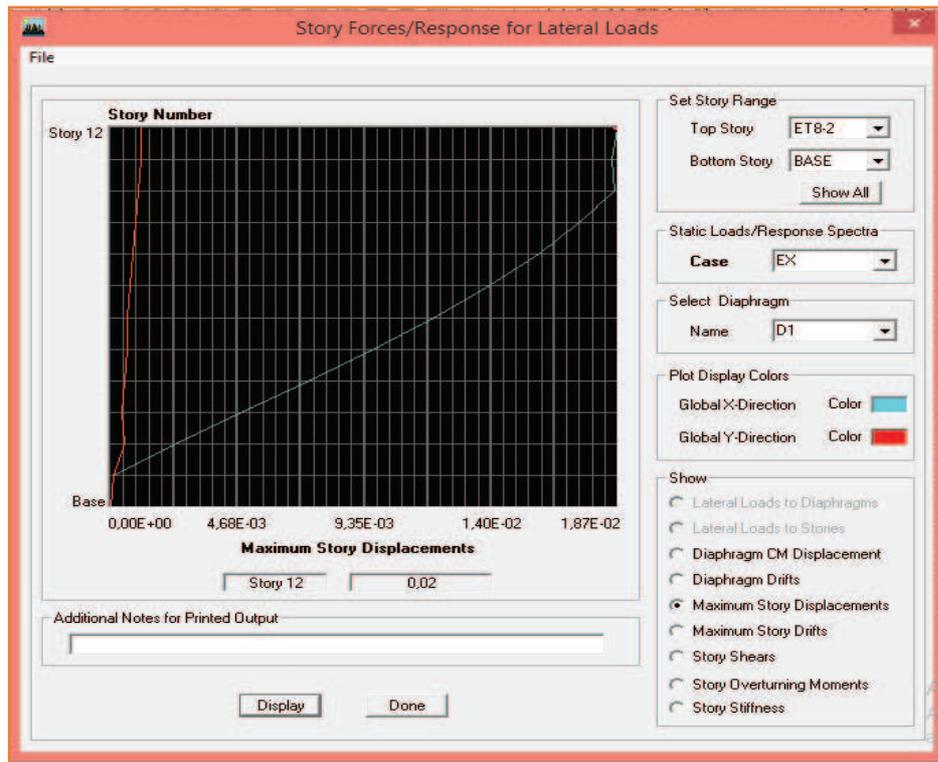
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{31,76}{500} = 0,0635 \text{ m} \quad (\text{ART B.6.5, 3 /BAEL91})$$

- Détermination du déplacement maximal avec ETABS

- Dans le sens longitudinal

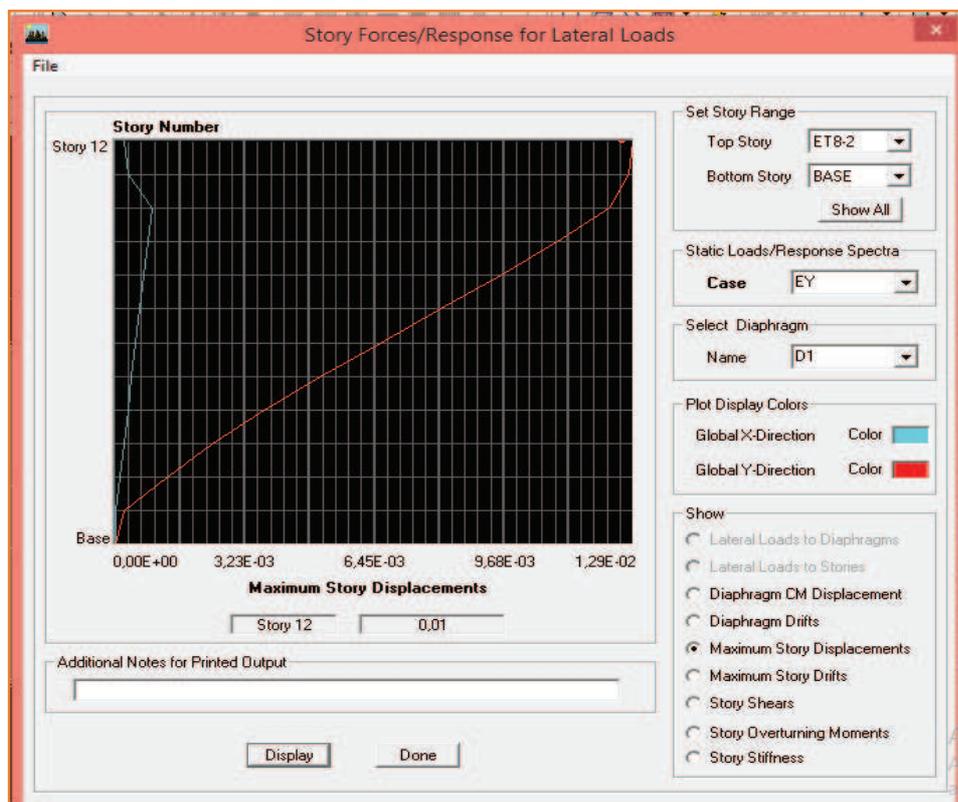
On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots..** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :



Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée

- Dans le sens transversal



De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

- **Résultats trouvés**
 - Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m
 - Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m
 - Flèche admissible : 0, 0635 m

D'ou, Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, alors la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée

V.3.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K x \Delta_k}{V_K x h_K} \quad \theta \leq 0,1$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k »
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau
- «k-1 » h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Story	p	Sens x-x (sous Ex)					Sens y-y (sous Ey)				
		Δ_k	V_k	Hk	$V_k \times h_k$	Θ	Δ_k	V_k	HK	$V_k \times h_k$	Θ
ET 8-2	274,09	0,0002	44,86	1,02	45,7572	0,00119	0,0002	64,35	1,02	65,637	0,00083
ET 8-1	890,39	0,0006	114,39	2,22	253,946	0,00210	0,0006	155,58	2,22	345,388	0,00154
ET8	3939,69	0,0012	460,81	3	1382,43	0,00342	0,0012	632,62	3	1897,86	0,00249
ET7	7594,67	0,0014	839,01	3	2517,03	0,00422	0,0013	1127,53	3	3382,59	0,00291
ET6	11249,7	0,0018	1169,2	3	3507,69	0,00577	0,0013	1539,3	3	4617,9	0,00316
ET5	14983,4	0,0019	1455,4	3	4366,17	0,00652	0,0014	1889,56	3	5668,68	0,00370
ET4	18717,1	0,0022	1703,9	3	5111,73	0,00805	0,0013	2187,33	3	6561,99	0,00370
ET3	22450,8	0,0023	1914,9	3	5744,76	0,00898	0,0013	2430,91	3	7292,73	0,00400
ET2	26184,6	0,0024	2087,7	3	6263,1	0,01003	0,0012	2620,61	3	7861,83	0,00399
ET1	30007,5	0,0023	2218,1	3	6654,27	0,01037	0,001	2764,57	3	8293,71	0,00361
RDC	34488,2	0,0023	2307,2	4,5	10382,4	0,00764	0,0009	2876,5	4,5	12944,3	0,00239
S,SOL	38559,8	0,0001	2311,5	3	6934,5	0,00055	0,0002	2924,83	3	8774,49	0,00087

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

7. Effort normal réduit

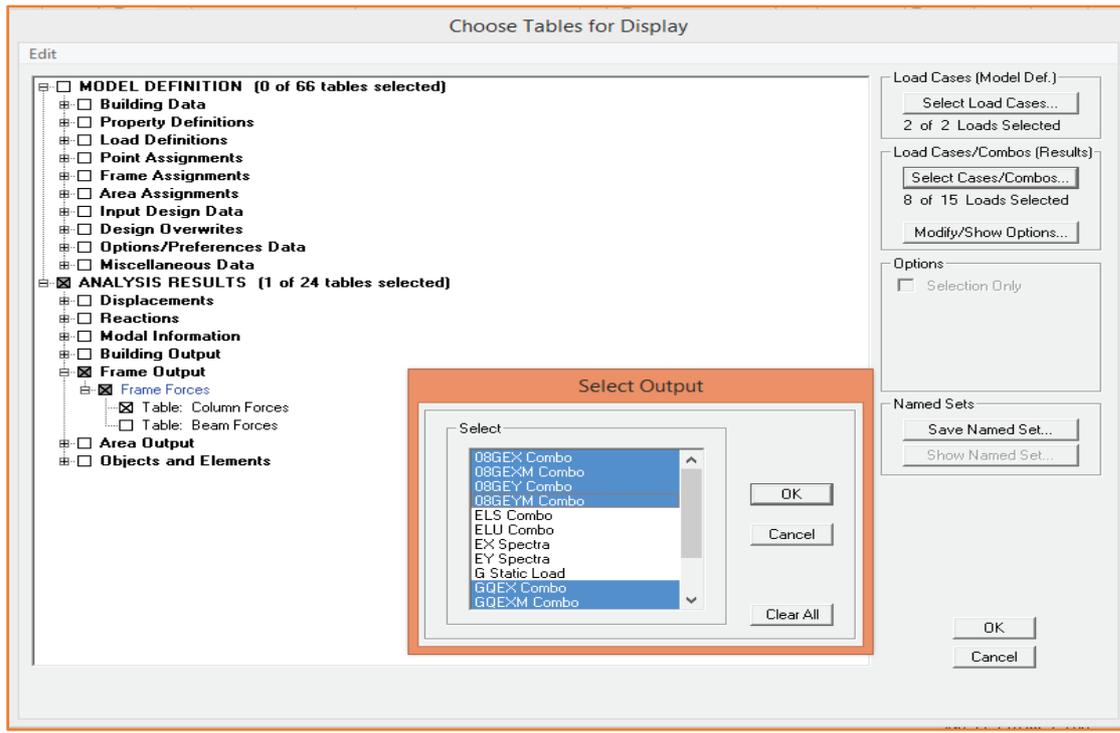
On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{bc}} \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{(RPA99 version 2003 Art 7.1.3)}$$

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G±E et G + Q ± E)**

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton



$$N_d = \max (-1473,36 ; 559,93) \rightarrow N_d = 1473,36 \text{ KN}$$

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{bc}} = \frac{1473,36}{0,45 \times 0,45 \times 25000} = 0,291 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correcte. On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre VI :

Ferailage des éléments

VI. Introduction

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux et les voiles qui seront calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

VI.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q \longrightarrow \text{À l'ELU.}$$

$$G+Q \longrightarrow \text{À l'ELS.}$$

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{cases} \longrightarrow \text{RPA révisé 2003.}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.2.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003

a. Armatures longitudinales

D'après le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section du poteau (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8\% b h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
(45 x 45)	16.2	121.5	81
(40 x 40)	12.8	96	64
(35 x 35)	9.8	73.5	49

Le diamètre minimal est de **12[mm]**

La longueur minimale des recouvrements $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$

La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

a. Les armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales :

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (Art 7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Hauteur total de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

A_t : Armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2.5 & \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : λ_g élanement géométrique

La valeur **maximum** d'espacement en **zone IIa** est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi, 15\text{cm})$$

- **Dans la zone courante**

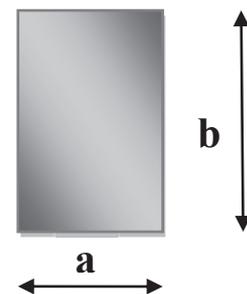
$$S_t \leq 15 \phi^{\min}$$

Avec ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

Calcul d'élanement :(élanement géométrique)

Calcul d'élanement :(élanement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_f}{a} \\ \frac{l_f}{b} \end{array} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

• La quantité d'armatures transversales minimale

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \quad ; \text{ En \% ; elle est donnée comme suit :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \% \text{ Si} : \lambda g \geq 5. \\ 0,8 \% \text{ Si} : \lambda g \leq 3. \\ \text{Si } 3 < 5 < \lambda g \text{ interpoler entre les valeurs précédentes} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

VI.2.1 Calcul des armatures a L'ELU

a. Les armatures longitudinales

• Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un Moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

• Calcul du centre de pression :

Deux cas peuvent se présenter : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

- Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$

M_f : Moment fictif.

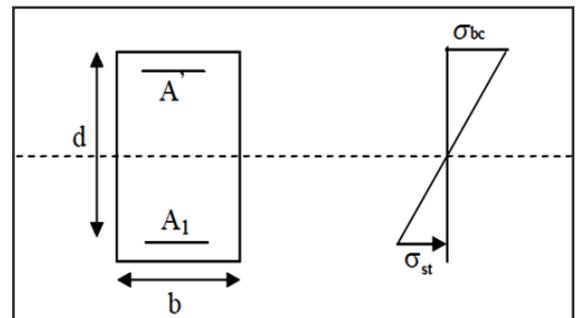


Figure VI.1 : Section de ferrailage.

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_l = 0,392$ \longrightarrow La section est simplement armée ; $\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$

$$\longrightarrow A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ \longrightarrow la section est doublement armée.

On calcule : $M_f = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$; $\Delta M = M_f - M_r$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

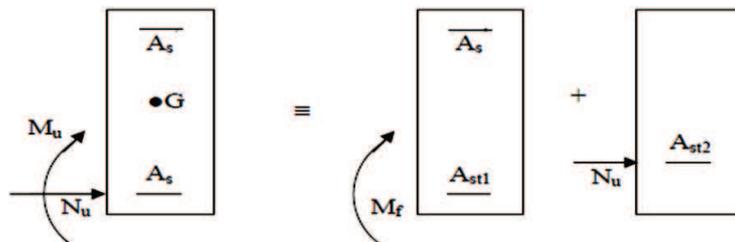


Figure VI.2 : Section partiellement comprimée (S.P.C).

- Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- Si : $0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N_u - 100 \cdot \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec : $\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u(d-c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$; f_{bc} en (MPa) et M en (N.m)

- Si : $N_u \cdot (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec **B**: Aire de la section du béton seul ;

σ_s : Contrainte de l'acier.

- **Les efforts internes dans les poteaux**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Tableau VI.3: Efforts internes dans les poteaux.

Niveau	Section	combinaisons	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]
S.SOL, RDC, 1 ^{er} étage	45 × 45	ELU	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-1931,2	-11,999
		08GQE	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-175,23	-2,383
		GQE	$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-431,46	-30,347
2 ^{eme} à 5 ^{eme} étage	40 × 40	ELU	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-1288,53	-15,756
		08GQE	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-83,23	1,797
		GQE	$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-563,71	-32,85
6 ^{eme} à 8 ^{eme} étage	30 × 30	ELU	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-545,41	10,654
		08GQE	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-10,32	-3,635
		GQE	$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-66,59	33,372

Etant donné que la structure comporte trois (03) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

Zone I : Sous-sol , RDC et 1^{er} étage pour les poteaux de dimension (45x45)

Zone II : du 2^{eme} au 5^{eme} étage pour les poteaux de dimension (45x45)

Zone III : du 6^{eme} au 8^{eme} étage pour les poteaux de dimension (45x45)

• **Exemple de calcul : Pot (45x45)**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{11,999 \times 10^2}{1931,2} = 0,621 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 2\right) = 20,5 \text{ cm} \longrightarrow e_u = 0,621 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20,5 \text{ cm}$$

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,02) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14200 = 175,27 \text{ KN.m}$$

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) = 12 + 1931,2 \times (0,205) = 407,89 \text{ KN.m}$$

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) = 407,89 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 1931,2 \times (0,43 - 0,02) - 407,89 = 383,902 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 383,902 \text{ KN.m}$$

On a trouve que : 175,27 KN.m < 383,902 KN.m \longrightarrow **SEC**

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - 100 \cdot \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u(d-c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{1931,2 \times 0,41 - 100 \times 12}{100 \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14200}}{0,857 - \frac{0,02}{0,45}} = 0,43$$

$$A_1 = \frac{N_u - 100 \cdot \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} = \frac{1931,2 - 100 \times 0,43 \times 0,45 \times 0,45 \times 14200}{100 \times 348000} = -34,97 < 0$$

On a : $A_1 = A_2 = 0$; donc on adoptera le ferrailage minimale : $A_{\min} = 16,20 \text{ cm}^2$.

Les résultats de ferrailages calculés a l'aide de l'application **SOCOTEC** sont exposés dans le tableau suivants :

Tableau VI.4 : Calcul des armatures pour les poteaux

Niveau	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
S.SOL / 1 ^{ère} étage	N _{max} -M _{corr}	-1931,2	-11,999	SEC	0	0	16,20	18,71	4HA20 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-175,23	-2,383	SEC	0	0	16,20		
	N _{corr} -M _{max}	-431,46	-30,437	SEC	0	0	16,20		
2 ^{ème} étage / 5 ^{ème} étage	N _{max} -M _{corr}	-1288,53	-15,756	SEC	0	0	12,80	14,19	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-83,23	1,797	SEC	0	0	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-563,71	-32,85	SEC	0	0	12,80		
6 ^{ème} étage / 8 ^{ème} étage	N _{max} -M _{corr}	-545,41	10,654	SEC	0	0	9,80	10,67	4HA14 + 4HA12
	N _{min} -M _{corr}	-10,32	-3,635	SPC	0	0	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-66,59	33,372	SPC	0	0	9,80		

VI.2.2 Vérification à l'ELU

1. Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux.

- Diamètre des armatures transversales : (Art .8.1,3/BAEL91modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t^{\min} = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67\text{mm.} \quad \text{Soit : } \phi_t^{\min} = 8\text{mm.}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

- Espacement des armatures transversales :(Art.7.4.2.2/RPA99version2003)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales dans la (Zone III) est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm} . \quad \longrightarrow S_t = 10\text{ cm}$

- Dans la zone courante : $S_t \leq \min (b1/ 2 ; h1/ 2 ; 10\phi_l) = \min (30 / 2 ; 40/ 2 ; 10 \times 1,4) .$

$$\longrightarrow S_t = 14\text{cm}$$

Avec : $\phi_l = 14\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

3. Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

- Calcul de l'élanement λg :

λg : Elancement géométrique du poteau tel que $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $l_f = 0,707 l_0$

$L_f = 0,7.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de 45×45 : $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0,7 \times 450 = 7$

- Poteau de 40×40 : $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{40} \times 0,7 \times 300 = 5,25$.

- Poteau de 35×35 : $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{35} \times 0,7 \times 300 = 6$.

$\lambda g \geq 5$ donc : $A_t^{min} = 0,3\% .S_t . b_1$

• Exemple du calcul Pot (45x45)

- Zone courante

$$A_t^{min} = 0,3\% .S_t . b_1 = 0,003 \times 45 \times 14 = 1,89 \text{ cm}^2$$

- Zone nodale

$$A_t^{min} = 0,3\% .S_t . b_1 = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Poteaux	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$		$A_{adoptée} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 14\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
45×45	1,89	1,35	2,01	CV	CV
40×40	1,68	1,2	2,01	CV	CV
35×35	1,47	1,05	2,01	CV	CV

4. Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91 modifié 99

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_{2s} \times f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

Pour les HA20 : $l_s = 70.55\text{cm}$

Pour les HA16 : $l_s = 56.44\text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_s = 49.38\text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33\text{ cm}$

5. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

Pour le $\emptyset 20 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 2 = 80\text{cm}$

Pour le $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$

Pour le $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48\text{ cm}$

6. Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\} = \max \left\{ \frac{450}{6}, 45, 45, 60 \right\} = 75\text{ cm} = 0,75\text{m}$$

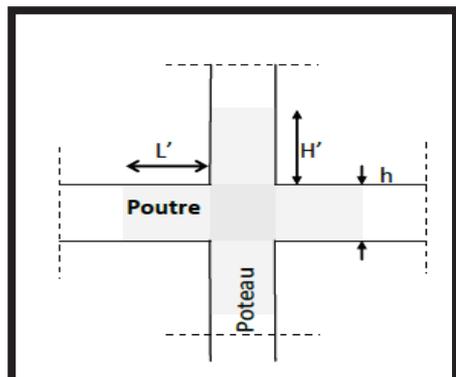


Figure. VI.3 : zone nodale dans le poteau

7. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

[Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 3,33 \text{ MPa}$$

- Exemple de calcul : Pot (45x45)

$$V_{\max} = 28,58 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,58 \times 10^3}{400 \times (0,9 \times 450)} = 0,176 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,176 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
45×45	28,58	0,052	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
40×40	22,9	0,015	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
35×35	48,3	0,043	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

VI.2.3 Vérification à l'ELS

!m g

a. Condition de non fragilité: (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

- Exemple de calcul : Pot (45x45)

$$A_s = 18,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times \frac{0,6 - 0,455 \times 45}{0,6 - 0,185 \times 45} \times 45 \times 45 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.7: Vérification de la condition de non fragilité

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_{\min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	observation
S.Sol / 1 ^{ère} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-1402,27	-8,603	0,85	18,71	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-175,23	-2,383	1,88		
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-493,38	-21,876	2,29		
2 ^{ème} étage / 5 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-937,13	-11,423	1,42	14,19	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-83,23	7,797	1,66		
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-410,42	23,852	1,84		
6 ^{ème} étage / 8 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	-396,99	7,695	2,59	10,67	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	-10,32	-3,635	1,47		
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	-49,02	24,248	1,47		

b. État limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier)

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{I} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \frac{h}{2} - X_G}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{I} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \frac{h}{2} - X_G}{I}$$

Nous vérifions que :

$$\sigma_{b \text{ sup}} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma}_{\text{st}}$$

- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{\text{st}} = 348 \text{ MPa}$

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 8 : Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es	OBS	A (cm ²)	σ_b^{sup} Mpa	σ_b^{inf} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s^{sup} Mpa	σ_s^{inf} Mpa	$\bar{\sigma}_{st}$ Mpa	OBS
Zone I (45x45)	-1402,27	-8,603	0,613	SEC	18,71	5,07	5,77	15	76,8	85,9	348	C.V
	-175,23	-2,383	1,359	SEC	18,71	0,58	11,4	15	8,91	0,77	348	C.V
	-493,38	-21,876	4,433	SEC	18,71	1,02	2,79	15	17,1	40,1	348	C.V
Zone II (40x40)	-937,13	-11,423	1,218	SEC	14,19	3,95	5,31	15	60,7	78,1	348	C.V
	-83,23	1,797	2,159	SEC	14,19	0,52	0,3	15	7,53	4,8	348	C.V
	-410,42	23,852	5,811	SEC	14,19	3,4	0,56	15	47,8	11,6	348	C.V
Zone III (35x35)	-396,99	7,695	1,938	SEC	10,67	3,27	1,87	15	47,2	29,8	348	C.V
	-10,32	-3,635	35,22	SEC	10,67	0	0,47	15	-7,76	5,67	348	C.V
	-49,02	24,248	49,47	SEC	10,67	3,04	0	15	35,8	-59,3	348	C.V

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes l'ELS

VI.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.

- ELU (1.35G+1.5Q)
- Accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99 modifié en 2003.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

Les résultats donnés dans les tableaux sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions les plus défavorables en considérant la convention suivante :

- M_3^{+max} : Moments en travée.
- M_3^{-min} : Moments aux appuis.

VI.2.1 Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par noeud. La longueur minimal de recouvrement est de $40\varnothing$ (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° .

On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x.

Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30× 45)	6,75	54	81
Poutre secondaire (30 × 40)	6	48	72

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

L'espaceur maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

b.1 En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire, le minimum (h/4 ; 12φ)

Soit : **St=8cm poutres principales ; St=7cm poutres secondaires**

b.2 En dehors de la zone nodale : $St \leq h/2$.

Soit **St=15cm poutres principales et secondaires**

Avec :

Ø : c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

St : espaceur maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2 Calcul des armatures a l'ELU**- Etapes de calcul des armatures longitudinales**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

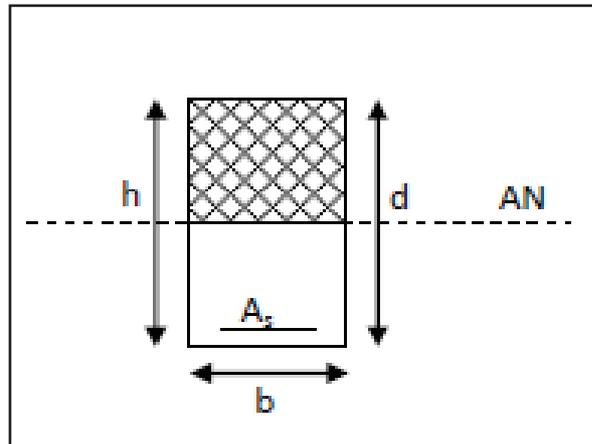
On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta_b} \quad ; \quad \gamma_b = 1,5 \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1,15 \longrightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_1 = 0,392$ la section est Simplement Armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



Si $\mu_b \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée c.-à-d. la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul : $M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc}$

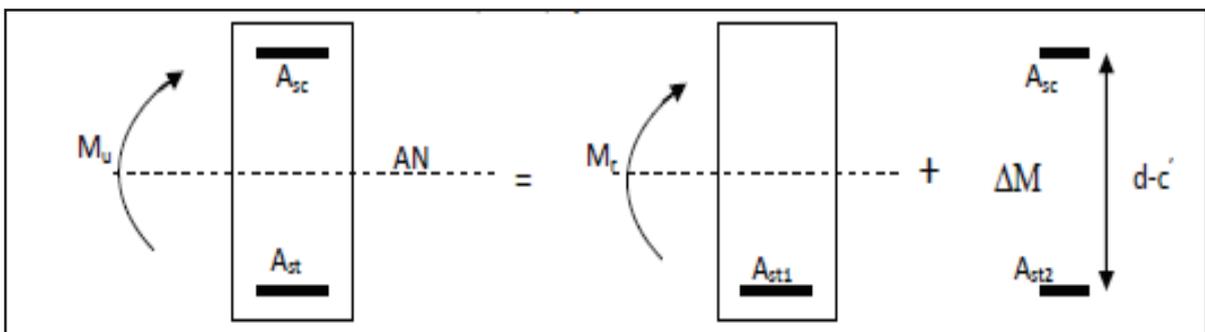
$$\Delta M = M_u - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues : $A_s = A_1 + A_2$ avec $A_1 = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_{st}}$; $A_2 = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma'_{st}}$, avec : $\sigma'_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$



Remarque: une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. : $\Delta M u < 0,4M$ (Art BAEL B66).

a. Poutre principales

Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

Localisation	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Section
Travée	74,829	0,095	SSA	0,949	5,27	6,75	3HA14+3HA14	9,24
Appui	54,051	0,0686	SSA	0,965	3,743	6,75	3HA14+3HA14	9,24

Remarque : Tout les moments **max** ont était trouvés à L'ELU

- Exemple de calcule pour les armatures en travées des poutres principales

$$M_u = 74,829 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74,829 \times 10^3}{30 \times 43^2 \times 14,2} = 0,095$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,095 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,095 \longrightarrow \beta = 0,949 \quad (\text{Tableau des sections rectangulaires en flexion simple})$$

- Armatures principales

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{74,829 \times 10^3}{0,949 \times 43 \times 348} = 5,27 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1$ —→ cas accidentelle

$\gamma_s = 1.15$ —→ autre cas

b. Poutre secondaire

Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

Localisation	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Section
Travée	32,519	0,053	SSA	0,972	2,53	6	3HA14+3HA12	8,01
Appui	18,515	0,03	SSA	0,985	1,42	6	3HA14+3HA12	8,01

Remarque : Tout les moments **max** ont été trouvés à L'ELU

- **Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales**

$$M_u = 32,519 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32,519 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,053$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,053 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,053 \rightarrow \beta = 0,972 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

- Armatures principales

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,519 \times 10^3}{0,972 \times 38 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99)

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 2003 en page 63 (zone nodale) comme suit

$$L' = 2h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où

Poutres principale de (30x 45) : $L' = 2 \times 45 = 90$ cm

Poutres secondaire de (30x 40) : $L' = 2 \times 40 = 80$ cm

VI.2.2.3 Disposition constructives

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales:

- 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

VI.2.3 Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{\text{adop}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales (30x45) cm}^2 : A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} \\ \text{Poutres secondaires (30x40) cm}^2 : A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} \end{array} \right.$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1)

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

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

Avec :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,25 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

- Poutres principale (30x45) cm² : $T_u^{\max} = 119,42 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{119,42 \times 10^3}{300 \times 430} = 0,925 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaire (30x40) cm² : $T_u^{\max} = 45,89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{45,89 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,402 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32)

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

- **Poutres principale (30x45) cm² :** $T_u^{\max} = 119,42 \text{ KN}$

$$T_u = 119,42 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{0,9 \times 430 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 774 \text{ KN}$$

$$T_u = 119,42 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 774 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaire (30x40) cm² :** $T_u^{\max} = 45,89 \text{ KN}$

$$T_u = 45,89 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{0,9 \times 380 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 684 \text{ KN}$$

$$T_u = 45,89 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 684 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

(Art A.5.1.32/BAEL 91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d}$

$$\text{D'où } A_s \geq 1,15 \left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\text{Si } T_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} < 0 \longrightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire.}$$

- **Poutres principales**

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 119,42 - \frac{54,051}{0,9 \times 0,43} = -20,246 \text{ KN..}$$

- **Poutres secondaires**

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 45,89 - \frac{18,515}{0,9 \times 0,38} = -8,247 \text{ KN..}$$

e. Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3)

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

e.1 La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} .$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ MPa (Acier haute adhérences)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa} .$$

e.2 La contrainte d'adhérences d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9 \times d \times \Sigma ui}$$

- Tu : effort tranchant
- $Ui = n \times \emptyset \times \pi$
- $\Sigma i u$: Somme des périmètres utiles des barres
- n : nombre de barres

Tableau VI.3 : Vérification de la contrainte d'adhérence

	Poutre principales	Poutres secondaire
$T_u (KN)$	119.42	45.89
$d (mm)$	430	380
$\Sigma U_i (mm)$	263.76	244.92
$\tau_{se} (MPa)$	1.17	0.547
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

f. Calcul de longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

La contrainte d'adhérence : $\tau_s = 0,6 (\psi_s)^2 f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

- $\psi_s = 1,5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$.

Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encré mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$ pour les barres a haute adhérence.

Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$

VI.2.4 Vérification L'ELS

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

a. Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

On détermine : $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d}$

Puis on déduit les valeurs de β_1 et K_1

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$ (MPa).

Poutre principale

Tableau VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales

Localisation	M _s (KN.m)	A _{adopté} (cm ²)	ρ ₁	β _l	K _l	σ _s (MPa)	σ̄ _s	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	OBS
Travée	38.81	9.24	0.716	0.877	25.65	111.38	348	4.342	15	C.V
Appuis	58.494	9.24	0.716	0.877	25.65	167.87		6.544		C.V

Tableau VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires

Localisation	M _s (KN.m)	A _{adopté} (cm ²)	ρ ₁	β _l	K _l	σ _s (MPa)	σ̄ _s	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	OBS
Travée	13.38	8.01	0.621	0.884	28.10	49.72	348	1.769	15	C.V
Appuis	23.589	8.01	0.621	0.884	28.10	87.67		3.12		C.V

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

b. 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. D'après les règles BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_u}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

- Sens principale

$$\text{Avec : } h=45\text{cm} \quad ; \quad L=4,65\text{m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad A_u=9,24 \text{ cm}^2$$

$$M_0=54,288 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t=38,81 \text{ KN.m}$$

1. $\frac{h}{l} = \frac{45}{465} = 0,0967 \geq \frac{1}{16} = 0,0625.$ \longrightarrow **Condition vérifiée**
2. $\frac{A_u}{b \times d} = \frac{9,24}{30 \times 43} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$ \longrightarrow **Condition vérifiée**
3. $\frac{h}{L} = \frac{45}{465} = 0,0967 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{38,81}{10 \times 54,288} = 0,071$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

- **Sens secondaire**

Avec :

$$h = 40 \text{ cm} ; L = 4 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPA} ; A_u = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$M_0 = 11.490 \text{ KNm} ; M_t = 13.38 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_u}{b \times d} = \frac{8,01}{30 \times 38} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{400} = 0,095 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13,38}{10 \times 11,490} = 0,116 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc, les trois conditions sont vérifiées pour la poutre principale, mais pas pour la poutre secondaire, alors on va vérifier la flèche pour cette dernière.

• **Vérification de la flèche pour la poutre secondaire**

f est le résultat de logiciel ETABS.

$$f = 8,260 \times 10^{-5} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,008 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3. Ferrailage des voiles

VI.3.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales, dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : RDC et 1^{ère} étage
- **Zone II** : 2, 3, 4, 5^{ème} étage
- **Zone III** : 6, 7 ,8^{ème} étage

Les combinaison d'action sismiques et d'action dues aux charges verticales a prendre en considération sont données ci-dessous.

Selon le BAEL 91 :

$$\text{ELU (1.35G+1.5Q)}$$

$$\text{ELS (G+Q)}$$

$$\text{Selon RPA99 modifié en 2003 : } \begin{cases} \text{G+Q}\pm\text{E} \\ \text{0.8G}\pm\text{E} \end{cases}$$

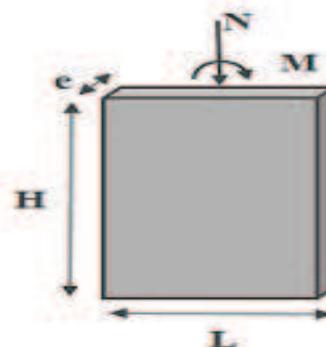


Figure VI.11: La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles.

VI.3.2. Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

VI.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes

des contraintes obtenues :

Tableau VI.15 : Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

VI.3.4. Détermination des armatures

a. Armatures verticales

Tableau VI.16 : Tableau des armatures verticales.

	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

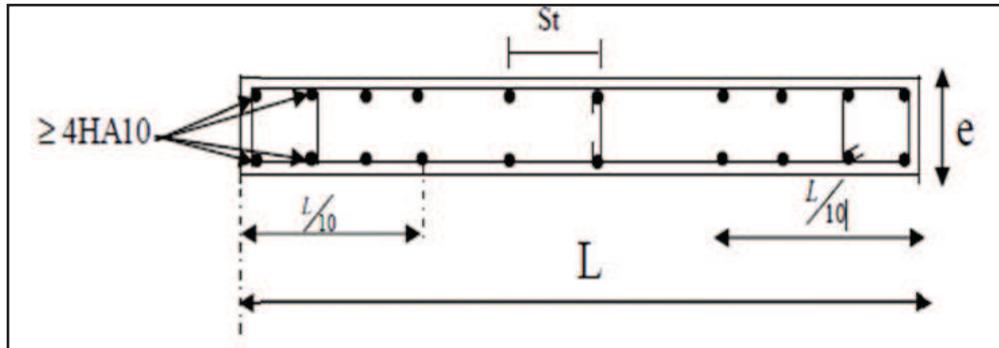


Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99)**

- $A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99)**

- $A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

- Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendue (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**)

$$A_{\min} \geq 0.2\%B$$

c. Armatures horizontales

- **D'après le BAEL**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_v : Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - A_v et $A_H > 0,15\%B$Globalement dans la section du voile.
 - A_v et $A_H > 0,10\%B$en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } a=25\text{cm : épaisseur du voile.}$$

Dans notre cas

$$S_t \leq \min \{22,5 \text{ cm} , 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 150 = \mathbf{15mm.}$$

- e. **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

- f. **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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 T$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.3.5. Les vérifications

- a. **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

Avec : $V = 1,4T$

T: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.6. Calcul de ferrailage**a. Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone I :

$$L = 4,65 \text{ m}, e = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 3807,19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6964,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

b. Calcul de la longueur comprimée

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3807,19}{3807,19 + 6964,44} \times 1$$

Donc : $L_c = 1,643 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 3,006 \text{ m}$

c. Détermination de la longueur de la bande « d »

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{4,05}{2}; \frac{2}{3} \times 0,241\right) = 1,095m$$

- bande 1 de longueur $d_1 = 1,1$ m (bande extrême)
- bande 2 de longueur $d_2 = L_t - d_1 = 1,906$ m (bande centrale)

d. Calcul de la section d'acier

- Bande 1

$$\sigma_{\max} = 6964,44 \text{ KN/m}^2$$

$$d_1 = 1,1 \text{ m et } e = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(3,006 - 1,1)6964,44}{3,006} = 3096,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 4415,91 \text{ KN/m}^2$$

- L'effort normal dans la bande 1 est égale à

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_1 = \frac{6964,44 + 4415,91}{2} \times 1,1 \times 0,25$$

$$N_1 = 1564,798 \text{ KN}$$

- La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1564,798 \times 10}{348} = 44,97 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{v1} = 44,97 \text{ cm}^2$$

- Bande 2

$$\sigma_1 = 4415,91 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 1,906 \text{ m et } e = 0,25 \text{ m}$$

- L'effort normal dans la bande 2 est égale à La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 1052,09 \text{ KN}$$

- La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{1052,09 \times 10}{348} = 30,23 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{v2} = 30,23 \text{ cm}^2$

e. Pourcentage minimal par bande tendue

- Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2, Par conséquent chaque maille (d) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} \geq \max\left(0,20\%B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

Tel que : $B = d \times e$

$$B_1 = d_1 \times e = 110 \times 25 = 2750 \text{ cm} \rightarrow A_{\min} = \max(5,5; 14,45); A_{\min} = 14,45 \text{ cm}$$

$$B_2 = d_2 \times e = 190,6 \times 25 = 4765 \text{ cm} \rightarrow A_{\min} = \max(9,53; 25,02); A_{\min} = 4,00 \text{ cm}$$

✓ **remarque** : Pour notre cas on ne prévoit pas d'armatures de couture.

f. Armature total

- Bande 1 : $A_{v1} = 44,97 \text{ cm}^2$ **On adopte : 2x12HA16= 44,83 cm² avec espacement de 9cm**
- Bande 2 $A_{v2} = A_{v2} = 30,23 \text{ cm}^2$ **On adopte : 2x12HA14=30,38 cm² avec espacement de 16cm**

VI.3.7. Vérifications à L'ELU

a. Armatures horizontales

$$A_H = \max(A_V/4; 0,15\% B) \rightarrow A_H = \max(21,29; 0,17)$$

$$A_H = 21,29 \text{ cm}$$

On adopte: $A_H = 20HA12 = 22,62 \text{ cm}^2$

b. Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

✓ On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

c. Pour les potelets

Vu que la section d'armatures doit dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

VI.3.8. Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes de cisaillement

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1779,35 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 4630} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

- RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1779,35 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 4630} = 2,391 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,391 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

b. Vérification de la contrainte du béton

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{637,69 \times 10^3}{250 \times 4630 + 15 \times 68,15 \times 10^2} = 9,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

- Les résultats de calcul se résument dans les tableaux

Voile transversale L=4,65

	Zone	I	II	III	
	L[m]	4,65	4,65	4,65	
	e [m]	0,25	0,25	0,25	
	B [m ²]	1,1625	1,1625	1,1625	
	H _e	4,50	3,00	3,00	
	H[m]	4,05	2,55	2,55	
	solicitation de calcul	T [KN]	1779,35	1428,84	691,37
N _{ser} [KN]		637,69	370,29	49,66	
σ _{max} [KN/m ²]		3807,19	2584,75	1506,63	
σ _{min} [KN/m ²]		-6964,44	-4858,18	-2950,42	
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
L _c [m]		1,64	1,61	1,57	
L _t [m]		3,01	3,04	3,08	
d ₁ [m]		1,10	1,08	1,05	
d ₂ [m]		1,91	1,96	2,03	
σ ₁ [KN/m ²]		4426,31	3135,01	1946,00	
N ₁ [KN]		1560,08	1075,64	641,37	
N ₂ [KN]		1057,22	767,53	493,86	
Ferrailage		Av ₁ [cm ² /bande]	44,83	30,91	18,43
		Av ₂ [cm ² /bande]	30,38	22,06	14,19
	A _{1min} =max(0,2%B;BFt28/400) [cm ² /bande]	14,38	14,13	13,75	
	A _{2min} =max(0,2%B;BFt28/400) [cm ² /bande]	25,08	25,71	26,65	
	A'v ₁ adopté[cm ²]	bande1	48,24	36,94	27,14
	A'v ₂ adopté[cm ²]	bande2	36,94	27,14	18,84
	Choix par bande	bande 1	2x12HA16	2x12HA14	2x12HA12
		bande 2	2x12HA14	2x12HA12	2x12HA10
	Espacement	bande 1	9	9	9
		bande 2	16	16	16
	AH/nappe (cm ²)		21,29	16,02	11,19
	AH adopté (cm ²)		22,62	16,96	16,96
	Choix de la section		20HA12	15HA12	15HA10
	Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	τ_b [MPa]	2,38	1,91	0,93
	$\bar{\tau}_u=3,3\text{MPa}$	τ_u [MPa]	1,70	1,37	0,66
	$\bar{\sigma}_{bc}=15$ [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	0,05	0,04	0,01

Voile transversale 4,5m

	Zone	I	II	III	
Caracteristiques geometriques	L[m]	4,50	4,50	4,50	
	e [m]	0,25	0,25	0,25	
	B [m ²]	1,125	1,125	1,125	
	H _e	4,50	3,00	3,00	
	H[m]	4,05	2,60	2,60	
	T [KN]	1762,91	1709,56	663,28	
sollicitation de calcul	N _{Ser} [KN]	100,00	487,81	109,70	
	σ _{max} [KN/m ²]	3393,94	2584,75	1243,64	
	σ _{min} [KN/m ²]	-7274,95	-5120,73	-2785,45	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lc [m]	1,43	1,51	1,39	
	Lt [m]	3,07	2,99	3,11	
	d ₁ [m]	0,95	1,01	0,93	
	d ₂ [m]	2,11	1,98	2,19	
	σ ₁ [KN/m ²]	5012,32	3397,56	1956,36	
	N ₁ [KN]	1465,79	1071,53	548,86	
N ₂ [KN]	1324,59	842,67	534,33		
Ferrailage	Av1 [cm ² /bande]	42,12	30,79	15,77	
	Av2 [cm ² /bande]	38,06	24,21	15,35	
	A ₁ min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm ² /bande]	12,53	13,21	12,15	
	A ₂ min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm ² /bande]	27,75	26,04	28,68	
	A ₁ adopté [cm ²]	bande1	44,22	33,86	17,26
	A ₂ adopté [cm ²]	bande2	38,46	38,46	26,68
	Choix par bande	bande 1	2x11HA16	2x11HA14	2x11HA10
		bande 2	2x17HA12	2x17HA12	2x17HA10
	Espacement	bande 1	9	9	9
		bande 2	15	15	15
	AH / nappe (cm ²)		20,67	18,08	10,98
	AH adopte (cm ²)		22,62	16,96	16,96
Choix de la section		20HA12	15HA12	15HA10	
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b [MPa]	2,44	2,36	0,92
	$\bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa}$	τ_u [MPa]	1,74	1,69	0,66
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [Mpa]}$	σ_{bc} [Mpa]	0,01	0,04	0,02

Voile longitudinale L=1

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L[m]	1,00	1,00	1,00	
	e [m]	0,25	0,25	0,25	
	B [m ²]	0,25	0,25	0,25	
	H _e	4,50	3,00	3,00	
	H[m]	4,05	2,60	2,65	
	T [KN]	323,02	279,79	243,95	
Sollicitation de calcul	N _s [KN]	3464,57	1778,45	373,43	
	σ _{max} [KN/m ²]	2619,37	1883,88	2005,91	
	σ _{min} [KN/m ²]	-9012,65	-5721,35	-3642,16	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c [m]	0,23	0,25	0,36	
	L _t [m]	0,77	0,75	0,64	
	d ₁ [m]	0,15	0,17	0,24	
	d ₂ [m]	0,62	0,59	0,41	
	σ ₁ [KN/m ²]	7266,40	4465,43	2304,89	
	N ₁ [KN]	305,48	210,28	176,01	
	N ₂ [KN]	567,41	327,74	117,57	
Ferrailage	A _{v1} [cm ² /bande]	8,78	6,04	5,06	
	A _{v2} [cm ² /bande]	16,30	9,42	3,38	
	A _{1min} =max (0,2%B;Bft28/400) [cm ² /bande]	1,97	2,17	3,11	
	A _{2min} =max (0,2%B;Bft28/400) [cm ² /bande]	8,20	7,71	5,36	
	A'v ₁ adopté[cm ²]	bande 1	12,56	8,04	8,04
	A'v ₂ adopté[cm ²]	bande 2	25,13	12,31	9,05
	Choix par bande	bande 1	2x2HA20	2x2HA16	2x2HA16
		bande 2	2x4HA20	2x4HA14	2x4HA12
	Espacement	bande 1	10	10	10
		bande 2	15	15	15
	AH / nappe (cm ²)		9,42	5,08	4,27
	AH adopte (cm ²)		15,7	11,77	11,77
	Choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b [MPa]	2,01	1,74	1,52
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u [MPa]	1,44	1,24	1,08
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	0,61	0,58	0,15

Voile longitudinale 1,20m

		Zone	I	II	III
Caracteristiques geometriques	L [m]		1,20	1,20	1,20
	e [m]		0,25	0,25	0,25
	B [m ²]		0,3	0,3	0,3
	H _e [m]		4,50	3,00	3,00
	H [m]		4,05	2,60	2,60
	T [KN]		45,55	35,48	30,95
sollicitation de calcul	N _s [KN]		1562,07	922,28	270,31
	σ _{max} [KN/m ²]		3980,04	2064,94	1038,32
	σ _{min} [KN/m ²]		-9204,51	-6519,85	-3667,26
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c [m]		0,36	0,29	0,26
	L _t [m]		0,84	0,91	0,94
	d ₁ [m]		0,24	0,19	0,18
	d ₂ [m]		0,60	0,72	0,76
	σ ₁ [KN/m ²]		6551,15	5143,22	2975,05
	N ₁ [KN]		475,62	280,20	146,14
	N ₂ [KN]		488,27	462,20	282,14
	A _{v1} [cm ² /bande]		13,67	8,06	4,21
	A _{v2} [cm ² /bande]		14,03	13,28	8,11
	Ferrailage	A1min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm ² /bande]		3,17	2,53
A2min=max(0,2%B;BFt28/400) [cm ² /bande]		7,83	9,44	9,96	
A1 adopté [cm ²]		16,08	9,05	9,05	
A2 adopté [cm ²]		15,39	15,39	7,85	
Choix par bande		bande 1	2x4HA16	2x4HA12	2x4HA12
		bande 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA10
Espacement		bande 1	8	8	8
		bande 2	12	12	12
AH / nappe (cm ²)		7,87	6,11	4,22	
AH adopte (cm ²)		15,7	11,77	11,77	
Choix de la section		20HA10	15HA10	15HA10	
Armatures transversales		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b [MPa]	0,24	0,18	0,38
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ _u [MPa]	0,17	0,13	0,27
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ [Mpa]}$	σ _{bc} [Mpa]	0,33	0,25	0,11

Chapitre VII:

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales centrées
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

- Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission direct des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

- Fondation profondes:

Elles sont utilisées dans le cas de 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

VII.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- La capacité portante du sol
- L'importance de la superstructure.

VII.2.1 Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

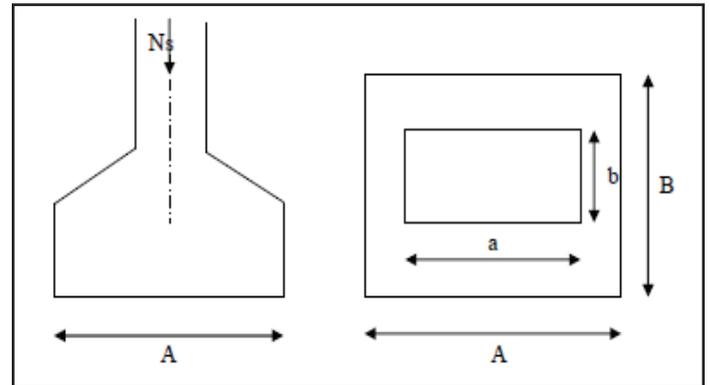
$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

- Exemple de calcul

$$N_{ser} = 1826,21 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1826,21}{200}} = 3,02 \text{ m} \quad \text{donc} \quad A = B = 3,02 \text{ m.}$$



Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors on a opté pour des semelles filantes.

VII.2.2 Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times l}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ [m ²]	S_t
VL1	522,36	1,00	2,61	2,61	2,61
VL2	498,10	1,20	2,08	2,50	2,50
					St=5,11

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ [m ²]	S_t
VT1	1572,57	4,65	1,69	7,86	7,86
VT2	1826,21	4,50	2,03	9,14	9,14
					St=17

La surface totale des semelles filantes sous voiles $St = 5,11 + 17 = 22,11\text{m}^2$.

2. Semelles filantes sous poteaux

a. Hypothèses de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étape du calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c. Exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN/m)	e _i (m)	N _s . e _i (KN.m)
1	1351,68	-14,366	5,625	7603,2
2	1191,07	8,594	1,125	1339,954
3	1206,34	-9,446	- 0,975	-1176,1815
4	1352,28	15,248	-5,625	-7606,575
Total	5100,77	0,03		160.397

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{160,397+0,03}{5100,77} = 0,0314 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,0314 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{11,650}{6} = 1,942 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{5100,77}{11,65} \left(1 - \frac{6.(0,0314)}{11,65}\right) = 430,754 \text{ KN/m.}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{5100,77}{11,65} \left(1 + \frac{6.(0,0314)}{11,65}\right) = 444,915 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{5100,77}{11,65} \left(1 + \frac{3.(0,0314)}{11,65}\right) = 441,375 \text{ KN/m.}$$

d. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{441,375}{200} = 2,207 \text{ m.}$$

On prend $B = 2,25 \text{ m}$.

On aura donc : $S_p = (2,25 \times 11,65 \times 7) = 183,487 \text{ m}^2$.

$$S_v = 22,11 \text{ m}^2 \cdot h$$

$$S_t = 183,487 + 22,11 = 205,6 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : $20,95 \times 11,65 = 244,067$

$$\frac{205,6}{244,067} = 84\%$$

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 général.

VII.2.3 Etude d'un radier générale

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.

VIII.2.3.1. Pré-dimensionnement

❖ Epaisseur de la dalle du radier « h_r »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{465}{20} = 23,25 \text{ cm} \rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$

❖ Epaisseur des nervures « h_n »

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{465}{8} = 58,125 \leq h \leq \frac{465}{5} = 93 \text{ cm (Condition forfaitaire)}$$

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \text{ (Condition de la longueur élastique)}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86$ MPa

L_{\max} : Distance maximal entre axe maximale des poteaux. ($L_{\max}=4,65$ m).

D'où

$$h \geq 3 \sqrt{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,65\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,948 \text{ m} = 94,8 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{h_n = 100 \text{ cm}}$$

❖ Largeur des nervures « b_n »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } \mathbf{b_n = 55 \text{ cm.}}$$

❖ Epaisseur de la dalle flottante « h_d »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{465}{50} = 9,3 \text{ cm} \leq h \leq \frac{465}{40} = 11,625 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{h_d = 10 \text{ cm}}$$

Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

Hauteur des nervures : $h_n = 100$ cm.

Largeur des nervures : $b_n = 55$ cm.

Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30$ cm.

Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 10$ cm.

1. détermination des sollicitations

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 32519,6$ KN.

Charge d'exploitation $Q = 5582,09$ KN.

2. Combinaison d'actions

A l'ELU: $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 52274,59 \text{ KN}$.

A l'ELS: $N_s = G + Q = 38101,69 \text{ KN}$.

3. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{52274,59}{1,33 \times 200} = 196,52 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{38101,69}{200} = 190,51 \text{ m}^2$$

D'où: $S_{\text{bat}} = 244,19 \text{ m}^2 > \max(S_1(\text{ELU}), S_2(\text{ELS}))$

$$S_{\text{bat}} = 244,19 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 196,52 \text{ m}^2.$$

Remarque

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$\text{Sachant que } S_{\text{déb}} = (11,65 + 0,5 \times 2) \cdot (20,96 + 0,5 \times 2) - (11,65 \times 20,96) = 65,2 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = 244,19 + 33,61 = 277,8 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 277,8 \text{ m}^2$.

4. Détermination des efforts à la base du radier

- Poids du radier

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- Poids de la dalle

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0,3 \times 277,8 = 2083,5 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$P_{ner} = \{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$= 0,55 \times (1 - 0,3) \times (11,65 \times 3 + 20,95 \times 6) \times 25 = 1546,25 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

Sachant que : $S_{ner} = b \cdot l_x \cdot n + b \cdot l_y \cdot m = 0,55 \times 11,65 \times 3 + 0,55 \times 20,95 \times 6 = 88,36 \text{ m}^2$

$$P_{TVO} = (277,8 - 88,36) \cdot (1 - 0,3) \times 25 = 3315,2 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 277,8 \times 0,1 \times 25 = 694,5 \text{ KN}$$

- **Poid totale de radier**

$$G_{rad} = 2083,5 + 1546,25 + 3315,2 + 694,5 = 7639,08 \text{ KN}$$

- **Poids total de la structure**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 7639,08 + 32519,6 = 40158,68 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 5582,09 + (2,5 \times 277,8) = 6276,59 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions**

- A l'état limite ultime : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 63624,603 \text{ KN}$
- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 46435,27 \text{ KN}$.

5. Vérification

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,25\text{MPa}.$$

$$b = 100\text{cm}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 30 = 27\text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{63624,603 \cdot 1}{277,8} \cdot \frac{4,65}{2} = 532,5\text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{532,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,97\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,25\text{MPa}. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la stabilité du radier

- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{20,95}{2} = 10,475\text{ m} \quad X_G = \frac{L_y}{2} = \frac{11,65}{2} = 5,825\text{ m}$$

- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 2760,45\text{ m}^4; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 8926,82\text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

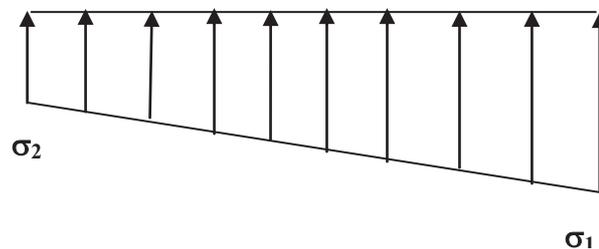


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 63624,603 \text{ KN}$; $N_s = 46435,27 \text{ KN}$.

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$; $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 12781,331 + (2311,5 \times 1) = 15092,831 \text{ kN.m}$

$M_y = 30103,752 + (2924,83 \times 1) = 33028,582 \text{ kN.m}$

- Sens longitudinal

➤ A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{63624,603}{277,8} + \frac{15092,831}{2760,45} \times 10,475 = 286,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{63624,603}{277,8} - \frac{15092,831}{2760,45} \times 10,475 = 171,75 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 286,30 + 171,75}{4} = 257,66 \text{ KN/m}^2 & ; 1,33\sigma_{\text{SOL}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_m < 1,33\sigma_{\text{sol}} \end{cases}$$

—————> **Condition vérifiée**

➤ **A'PELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{46435,27}{277,8} + \frac{15092,831}{2760,45} \times 10,475 = 224,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{46435,27}{277,8} - \frac{15092,831}{2760,45} \times 10,475 = 109,88 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 224,43 + 109,88}{4} = 195,79 \text{ KN/m}^2 & ; \sigma_{\text{SOL}} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \end{cases}$$

—————> **Condition vérifiée**

- **Sens transversal**

➤ **A'PELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{63624,603}{277,8} + \frac{33028,582}{8926,82} \times 5,825 = 250,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{63624,603}{277,8} - \frac{33028,582}{8926,82} \times 5,825 = 207,47 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 250,58 + 207,47}{4} = 239,80 \text{ KN/m}^2 & ; 1,33\sigma_{\text{SOL}} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_m < 1,33\sigma_{\text{sol}} \end{cases}$$

—————> **Condition vérifiée.**

➤ A PELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{46435,27}{277,8} + \frac{33028,582}{8926,82} \times 5,825 = 188,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{46435,27}{277,8} - \frac{33028,582}{8926,82} \times 5,825 = 145,60 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 188,71 + 145,60}{4} = 177,93 \text{ KN/m}^2 & ; \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \end{cases}$$

→ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.4 BAEL 91)**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

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

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé 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)

h : Hauteur de la nervure égale a 100 cm

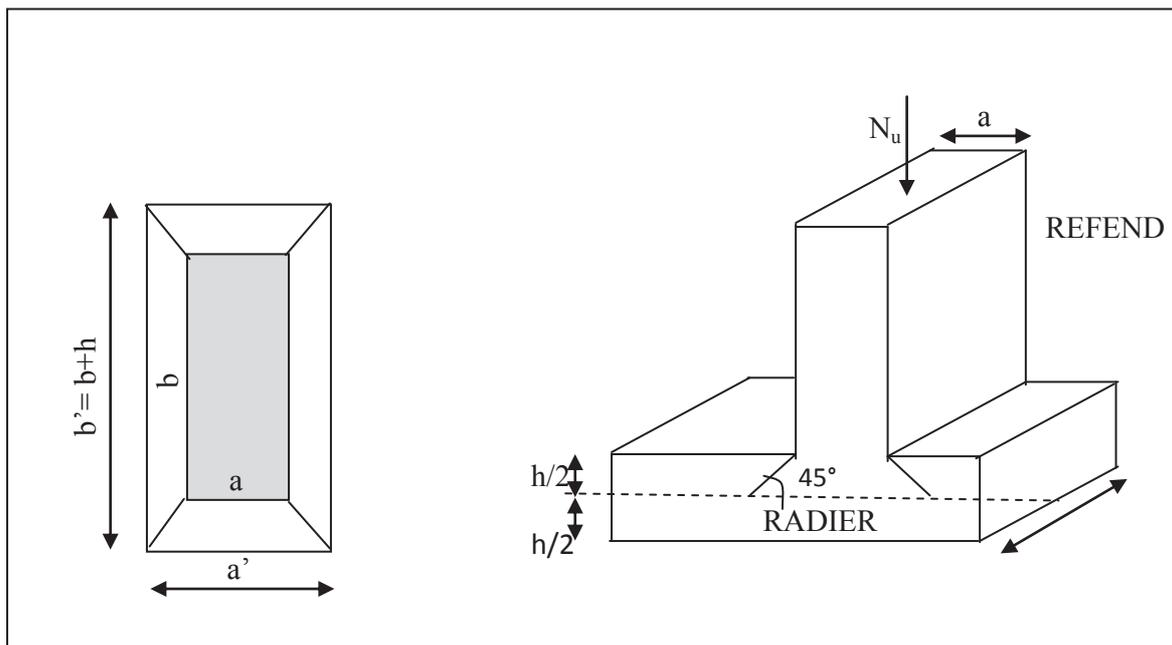


Figure VII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c

- **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a'+b') = 2(a+b+2 \cdot h) = 2(0,45+0,45+2 \cdot 1) = 5,80 \text{ m.}$$

$$N_u = 1931,20 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5,80 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4350 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification pour les voiles (pour une bande de 1m)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a'+b') = 2(a+b+2 \cdot h) = 2(0,25+1+2 \cdot 1) = 6,5 \text{ m.}$$

$$N_u = 2036,27 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,5 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4875 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification de l'effort de sous pression**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > F_s \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w \times Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s=1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$)

$$P = 38559,8 \text{ KN.} \quad P > F_s \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w \times Z$$

$$F_s \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 277,8 \times 10 \times 1 = 4167 \text{ KN.}$$

$P = 38559,8 \text{ KN} \gg 4167 \text{ KN}$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VII.3 Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91 modifié 99)** on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encadrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

- **1^{ère} Cas:** Si $\rho < 0.4$ le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) : $M_{0x} = q_u \times \frac{l_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$
- **2^{ème} Cas :** Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :
 - Sens de l_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$
 - Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients (μ_x ; μ_y) sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; ($l_x < l_y$).

Remarque

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

a) Ferrailage de la dalle

- Identification du panneau le plus sollicité

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,65} = 0,8602$$

→ Le panneau travail dans les deux sens.

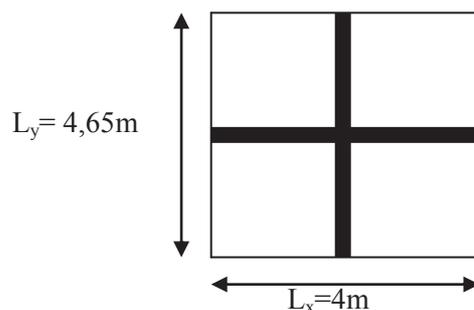


Figure VII.3 : le panneau le plus sollicité

- **Les contraintes prises en compte dans les calculs**

$$\text{ELU: } \sigma_m^{\max} = 257,66 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS: } \sigma_m^{\max} = 195,79 \text{ KN/m}^2.$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU : } qu = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1\text{m} = \left(257,66 - \frac{7639,08}{277,8} \right) \times 1\text{m} = 230,16 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } qs = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right) \times 1\text{m} = \left(195,79 - \frac{7639,08}{277,8} \right) \times 1\text{m} = 168,29 \text{ KN/ml.}$$

a.1 Le calcul à l'état limite ultime (ELU)

$$\begin{array}{l} \rho = 0,98 \\ \nu = 0 \end{array} \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{array} \right.$$

- Moment isostatique :

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2 = 0,0498 \times 230,16 \times (4)^2 \longrightarrow M_{0x} = 183,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,693 \times 183,39 \longrightarrow M_{0y} = 127,08 \text{ KN.m}$$

Remarque

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

Pour les panneaux de rive

$$\text{- Moment sur appuis : } M_a = 0,3M_0.$$

$$\text{- Moment en travée : } M_t = 0,85M_0.$$

Pour les panneaux intermédiaires

$$\text{- Moment sur appuis : } M_a = 0,5M_0.$$

$$\text{- Moment en travée : } M_t = 0,75M_0.$$

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduit comme suite :

- **Moments en travées**

$$- M_x^t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 183,39 = 137,54 \text{ KN. m.}$$

$$- M_y^t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 127,08 = 95,31 \text{ KN. m.}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$$- M_x^a = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 183,39 = -91,695 \text{ KN. m.}$$

$$- M_y^a = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 127,08 = -63,54 \text{ KN. m.}$$

a.2 Ferrailage du panneau

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{91,695 \times 10^3}{100 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,0823$$

$$\mu_u = 0,0823 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta_u = 0,957$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{91,695 \times 10^3}{0,957 \times 28 \times 348} = 9,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} = 9,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_x^a = 8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 12\text{cm}$

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Sens	Zone	M_u	μ	β	obs	A (cm ²)	ferrailage	$A_{adoptée}$	S_t
x-x	Appuis	-91,695	0,0852	0,957	S.S.A	9,83	8 HA 14	12,31	12
	Travée	137,54	0,124	0,934	S.S.A	15,11	8HA16	16,08	12
y-y	Appuis	-63,54	0,057	0,970	S.S.A	6,72	8HA14	12,31	12
	Travée	95,31	0,0856	0,955	S.S.A	10,24	8HA16	16,08	12

VII.3.1 Vérification a l'ELE

a. Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $W_0 = 0, 8\%$ pour les **HA FeE400**.

- Armatures parallèles à I_x

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2} \longrightarrow A_{\min}^x \geq W_0 \frac{3-\rho}{2} b \cdot h$$

Avec : $W_0 = 0,0008$ pour $f_e = 400$ MPa

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \frac{3-0,86}{2} 100 \cdot 30 = 2,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min}^x = 2,57 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à I_y

$$W_y = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq W_0 \longrightarrow A_{\min}^y \geq W_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min}^y \geq 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min}^y = 2,4 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de non-fragilité.

sens	Zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	Appuis	12,31	2,57	C.V
	Travée	16,08		C.V
y-y	Appuis	12,31	2,4	C.V
	Travée	16,01		C.V

b. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- Dans le sens xx**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens yy**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement : (Art .A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_c 28}{\gamma b}; 5\text{MPa} \right)$$

Avec :

$$P = q_u \cdot l_x \cdot l_y = 230,16 \times 4,00 \times 4,65 = 4280,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2.25}{1,5}; 5\text{MPa} \right) = \text{Min} (3,33 ; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

• Sens x-x

$$V_{\text{max}} = V_U = \frac{P}{3l_y} = \frac{4280,79}{3 \times 4,65} = 306,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{306,87 \cdot 10^3}{1000 \times 280} = 1,095 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,095 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Sens y-y

$$V_{\text{max}} = V_U = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{4280,79}{2 \times 4,65 + 4} = 321,86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{321,86 \cdot 10^3}{1000 \times 280} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Le calcul à l'ELS

$$\begin{matrix} \rho = 0,86 \\ \nu = 0,2 \end{matrix} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0569 \\ \mu_y = 0,791 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = q_s \cdot \mu_x \cdot l_x^2 = 168,29 \times 0,0569 \times (4)^2 \quad \longrightarrow \quad M_{0x} = 153,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,791 \times 153,21 \quad \longrightarrow \quad M_{0y} = 121,19 \text{ KN.m}$$

• Moment en travées :

$$- M_x^t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 153,21 = 114,91 \text{ KN.m.}$$

$$- M_y^t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 121,19 = 90,89 \text{ KN.m.}$$

- Moment aux appuis

- $M_x^a = -0.5M_0x = -0.5 \times 153,21 = -76,61 \text{ KN.m.}$

- $M_y^a = -0.5M_0y = -0.5 \times 121,19 = -60,59 \text{ KN.}$

d. Vérification état limite de compression

Contrainte dans les aciers

On doit vérifier que

$$\sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 28} \longrightarrow \rho_1 = 0,439 \longrightarrow \beta_1 = 0,899 \longrightarrow K_1 = 34,5$$

$$\sigma_s = \frac{76,61 \times 10^6}{0,899 \times 280 \times 12,31} \longrightarrow \sigma_s = 247,23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 247,23 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{247,23}{34,5} \longrightarrow \sigma_{bc} = 7,17 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,17 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

TableauVII.6 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Sens	Zone	M _s (KN.m)	A(ELU) Adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ̄ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Vérification
x-x	Appuis	-76,61	12,31	0,439	0,899	34,5	247,23	348	7,17	15	C.V
	Travée	114,91	16,08	0,574	0,887	34,5	287,73	348	8,34	15	C.V
y-y	Appuis	-60,59	12,31	0,439	0,899	34,5	195,53	348	5,67	15	C.V
	Travée	90,89	16,08	0,574	0,887	34,5	227,58	348	6,59	15	C.V

Conclusion : Le ferrailage adopte pour la dalle du radier a l'ELU est satisfaisant.

VII.4 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

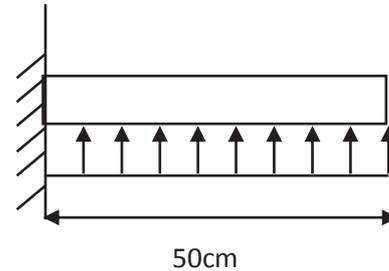


Figure VII.4 : Schéma statique du débord.

- **Sollicitation de calcul**

A l'ELU : $p_u = q_u = -230,16 \text{ KN}$

$$M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-230,16 \times 0,5^2}{2} = -28,78 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $p_s = q_s = -168,29 \text{ KN}$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-168,29 \times 0,5^2}{2} = -21,04 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures

$b=1\text{m}$; $d=28\text{cm}$; $f_{bc}=14,2\text{MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28,78 \cdot 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,0258 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0258 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,78 \cdot 10^6}{0,987 \times 280 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Remarque

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII. 5 Ferailage des la nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a. Chargement simplifié admis

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire. Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale**

Cas de chargement trapézoïdal

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

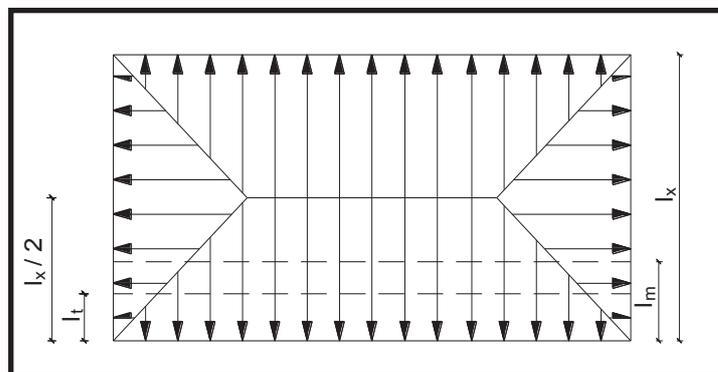


Figure VII.5: Répartition trapézoïdale

- Le Chargement simplifié

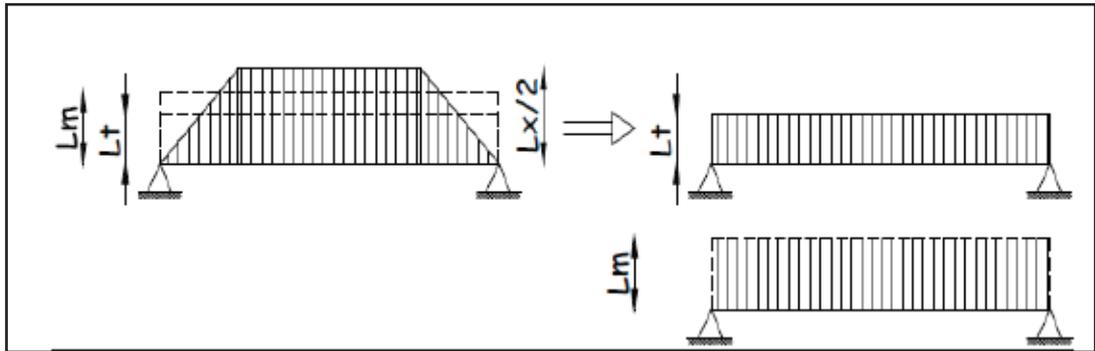


Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié.

- Charge triangulaire

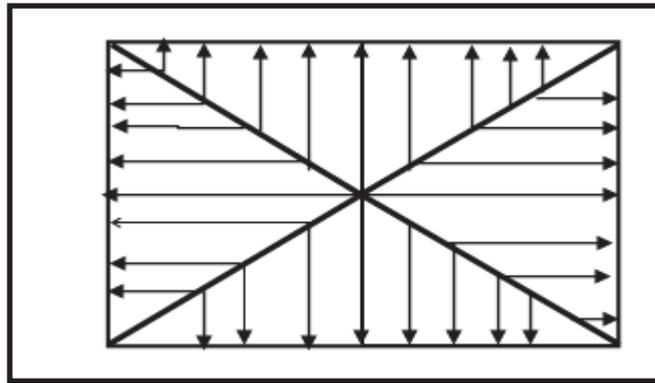


Figure VII.7: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

b. Charges à considérer

$$\begin{array}{l}
 \rightarrow Q_{um} = q_u \times l_m \\
 \rightarrow Q_{sm} = q_s \times l_m \quad q_u \times l_t \\
 \hline
 \rightarrow Q_{ut} = q_u \times l_m \\
 \rightarrow Q_{st} = q_s \times l_t \quad q_u \times l_t
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \rightarrow Q_{um} \\ \rightarrow Q_{sm} \\ \rightarrow Q_{ut} \\ \rightarrow Q_{st} \end{array}} \right\} \begin{array}{l} Q_m \\ \\ Q_t \end{array}$$

c. Détermination des charges**- L'ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right)$$

$$q_u = \left(257,66 - \frac{7639,08}{277,8} - \frac{1546,25}{88,36} \right) = 212,66 \text{ KN/m}^2$$

- L'ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right)$$

$$q_s = \left(195,79 - \frac{7639,08}{277,8} - \frac{1546,25}{88,36} \right) = 150,79 \text{ KN/m}^2$$

Remarque

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinal : Nervure (File C)

Tableau VIII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

travée	Moment fléchissant											Effort tranchant			
	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Im	Lt	qu	qs	Qum	Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	2,4	4,65	0,516	trapézoïdale	1,093	1,040	212,66	150,79	232,532	164,880	221,202		156,847	
	2	2,1	2,4	0,875	trapézoïdale	1,782	0,648	212,66	150,79	166,307	117,922	137,814	359,015	97,719	254,566
B-C	1	4	4,65	0,860	trapézoïdale	1,507	1,260	212,66	150,79	320,412	227,193	267,958		189,999	
	2	2,1	4	0,525	trapézoïdale	0,953	0,905	212,66	150,79	202,778	143,783	192,520	460,478	136,509	326,509
C-D	1	4	4,65	0,860	trapézoïdale	1,507	1,260	212,66	150,79	320,412	227,193	267,958		189,999	
	2	2,1	4	0,525	trapézoïdale	0,954	0,905	212,66	150,79	202,778	143,783	192,520	460,478	136,509	326,509
D-E	1	3,85	4,65	0,828	trapézoïdale	1,485	1,265	212,66	150,79	315,828	223,943	269,056		190,778	
	2	2,1	3,85	0,545	trapézoïdale	0,946	0,894	212,66	150,79	201,148	142,627	190,076	459,132	134,776	325,555
E-F	1	3,9	4,65	0,838	trapézoïdale	1,493	1,264	212,66	150,79	317,452	225,094	268,835		190,621	
	2	2,1	3,9	0,538	trapézoïdale	0,949	0,897	212,66	150,79	201,712	143,027	190,922	459,757	135,376	325,998
F-G	1	2,4	4,65	0,516	trapézoïdale	1,093	1,040	212,66	150,79	332,532	164,880	221,202		156,847	
	2	2,1	2,4	0,875	trapézoïdale	0,782	0,648	212,66	150,79	166,307	117,922	137,814	359,015	97,719	254,566

- Sens transversal : Nervure (file 3)

Tableau VIII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant					Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst	
A-B	1	4	4,5	0,8889	trapézoïdale	1,473	1,209	212,66	150,79	313,302	626,603	222,152	444,303	257,292	514,585	182,437	364,875	
	2	4	4,5	0,8889	trapézoïdale	1,473	1,209	212,66	150,79	313,302	626,603	222,152	444,303	257,292	514,585	182,437		
B-C	1	2,1	4	0,525	trapézoïdale	0,954	0,905	212,66	150,79	202,778	405,556	143,783	287,566	192,520	385,041	136,509	273,019	
	2	2,1	4	0,525	trapézoïdale	0,954	0,905	212,66	150,79	202,778	405,556	143,783	287,566	192,520	385,041	136,509		
C-D	1	4	4,65	0,8602	trapézoïdale	1,507	1,260	212,66	150,79	320,412	640,824	227,193	454,387	267,958	535,916	189,999	379,998	
	2	4	4,65	0,8602	trapézoïdale	1,507	1,260	212,66	150,79	320,412	640,824	227,193	454,387	267,958	535,916	189,999		

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :
- Sens longitudinale :

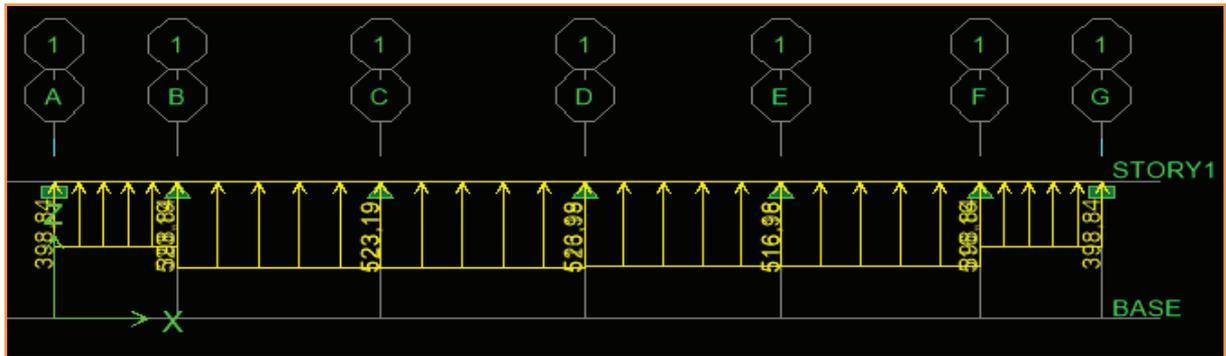


Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).

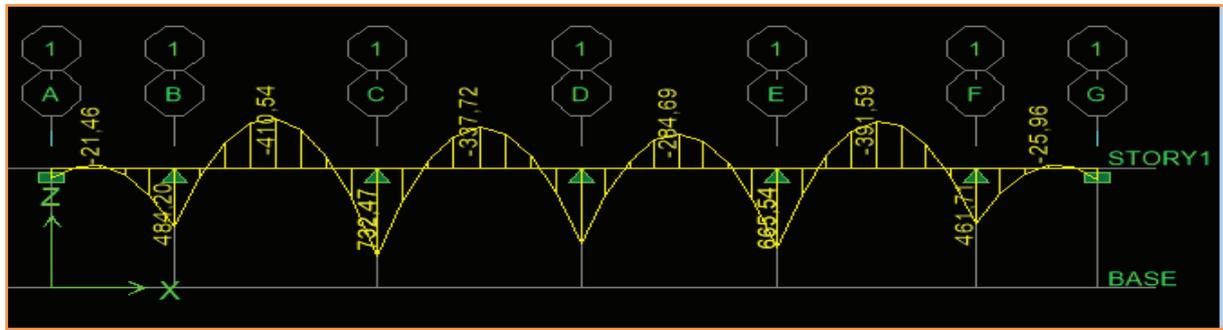


Figure VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

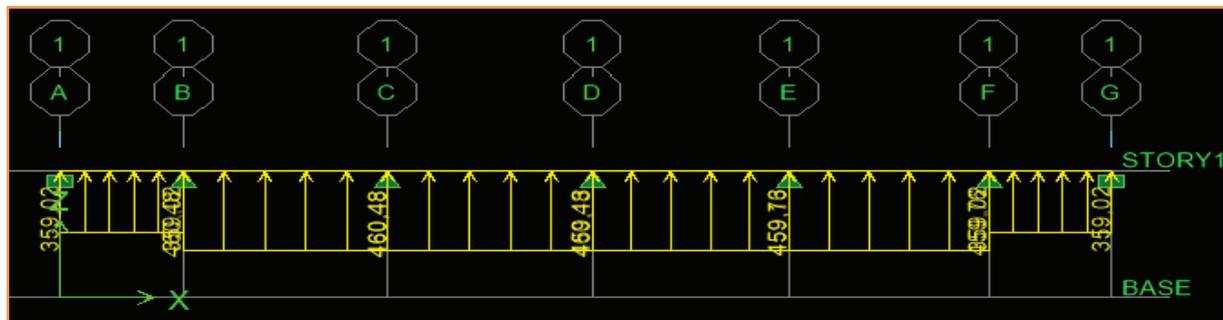


Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

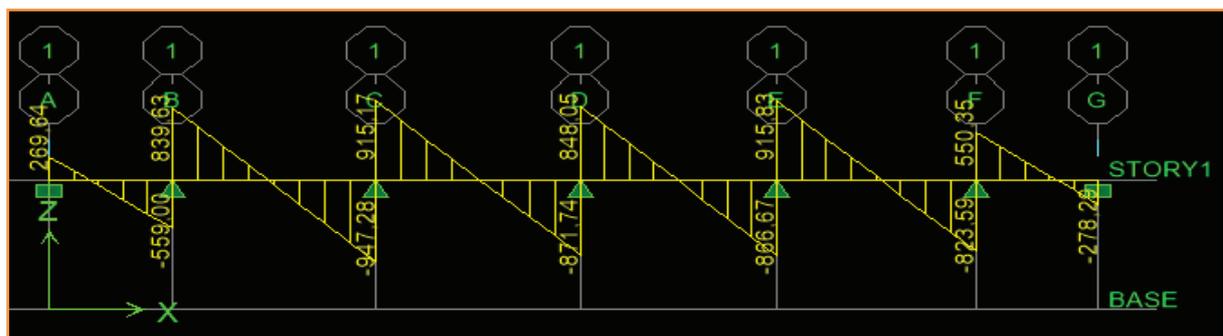


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).

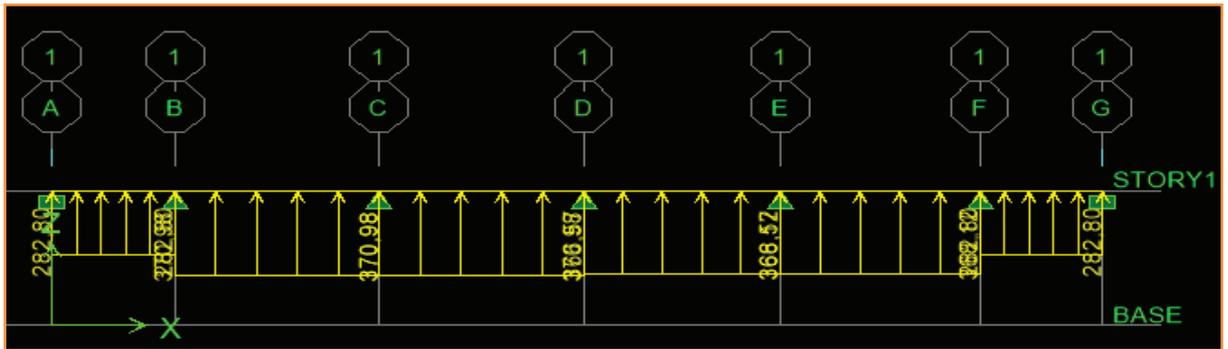


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens xx).

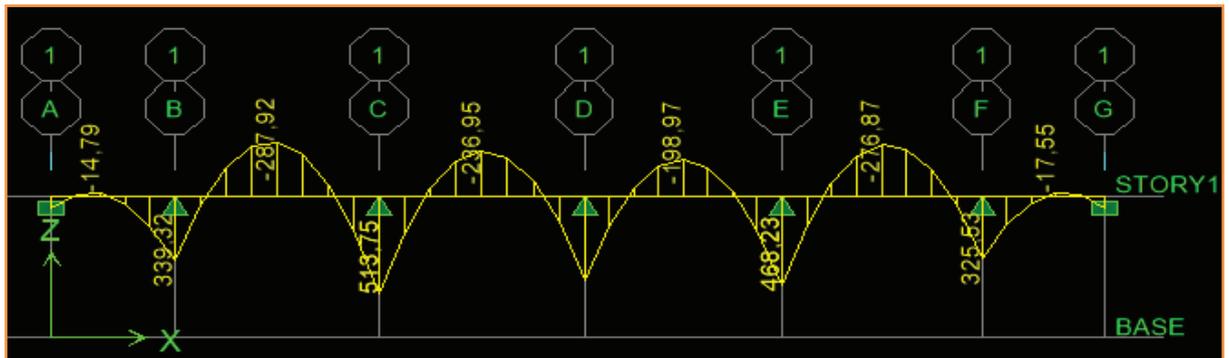


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

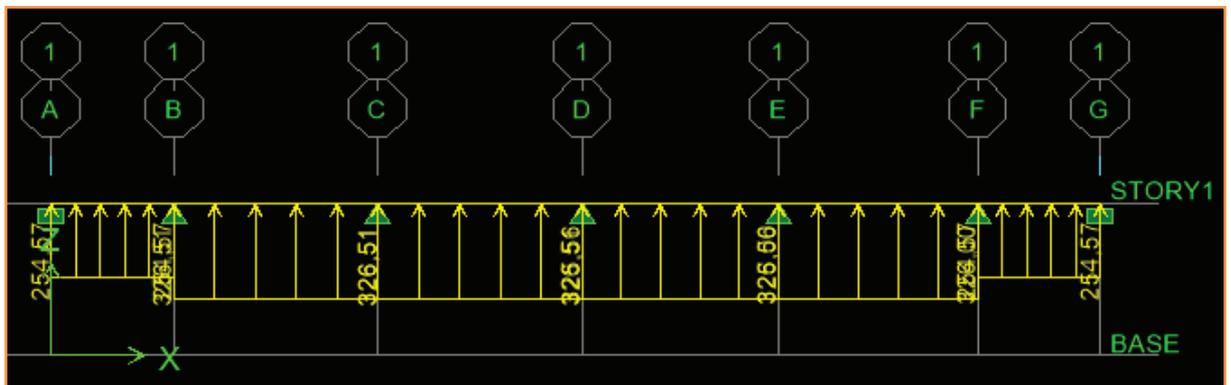


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

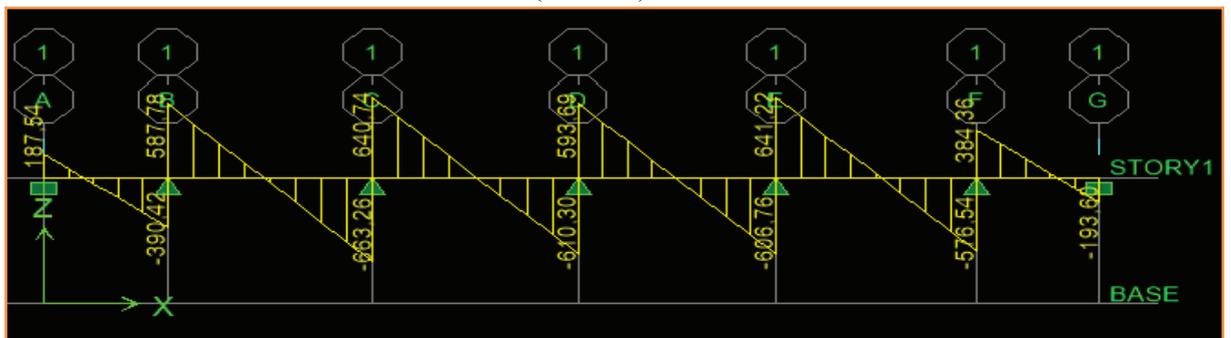


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

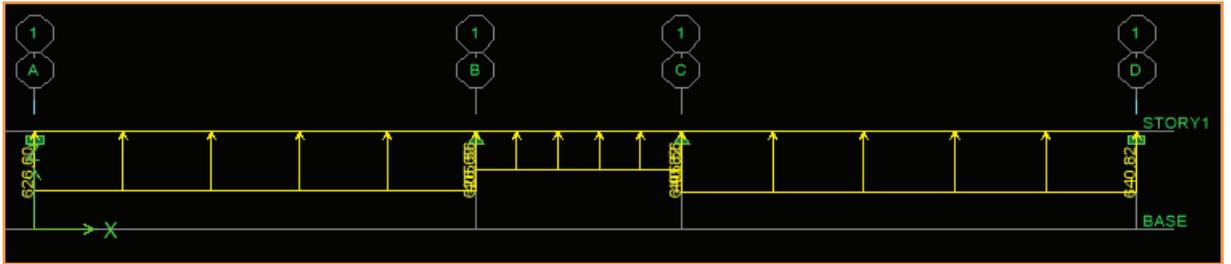


Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy)

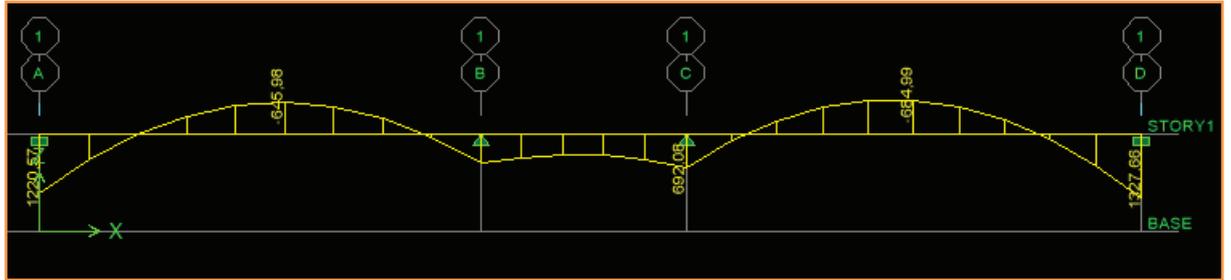


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).

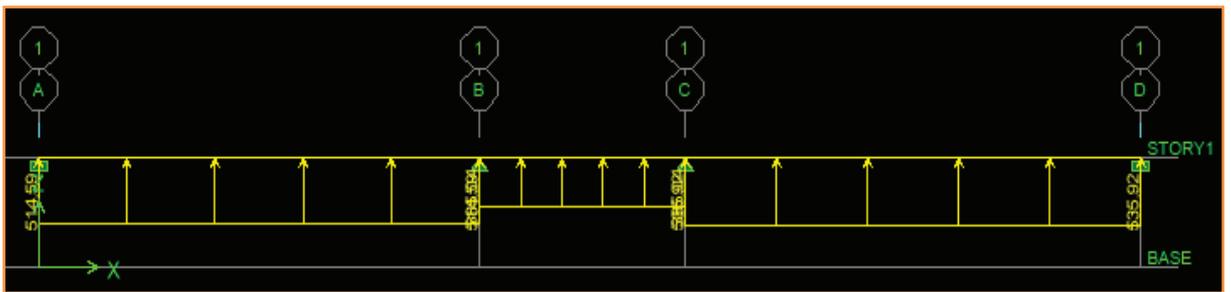


Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

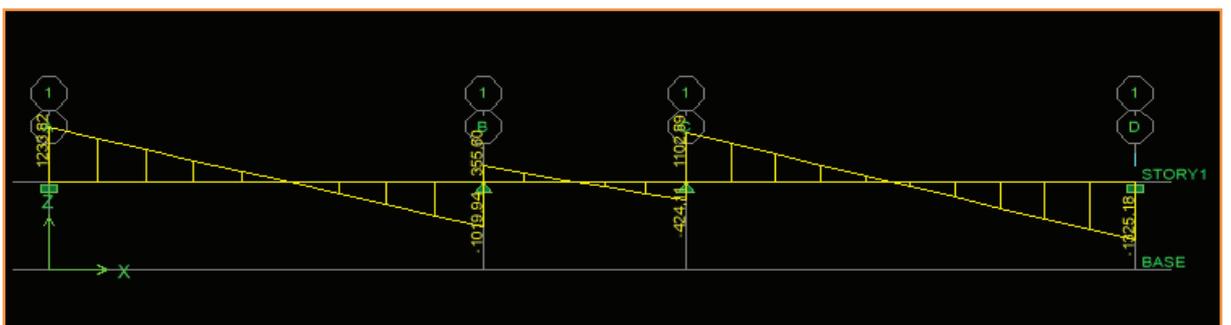


Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).

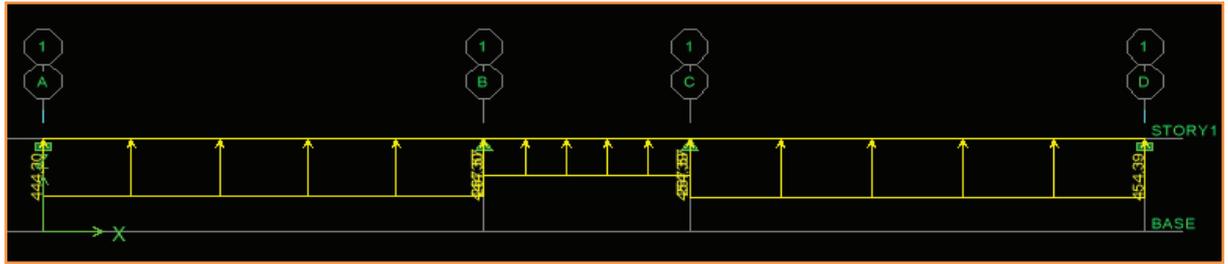


Figure VII.20: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

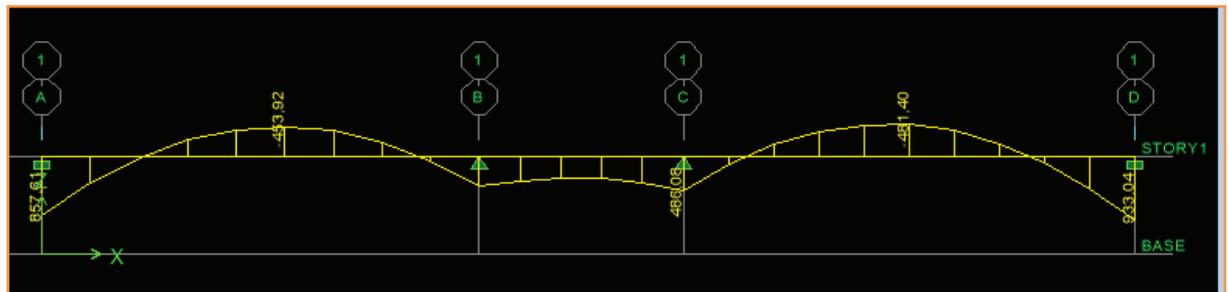


Figure VII.21: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

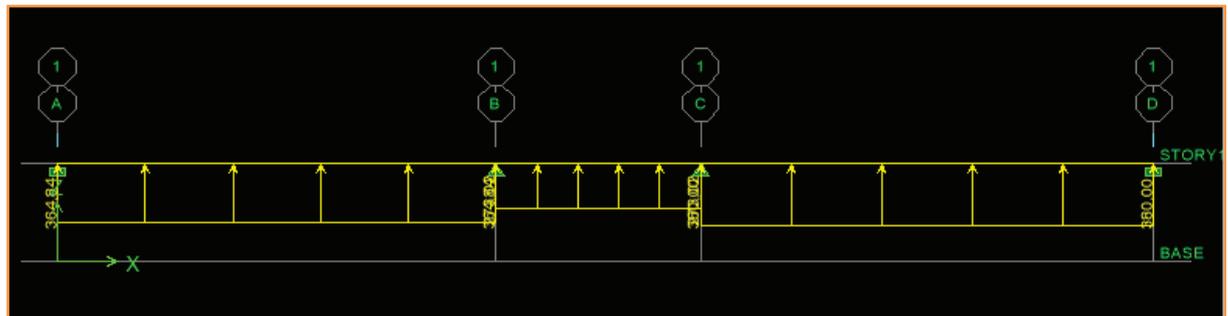


Figure VII.22: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

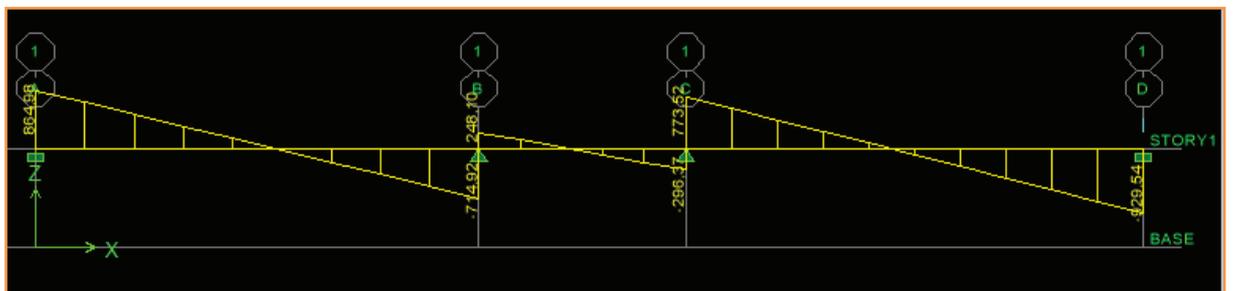


Figure VII.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{\max} (KN.m)	732,59	513,75	1327,65	933,03
M_t^{\max} (KN.m)	410,5	287,92	684,99	481,4
T^{\max} (KN)	947,28	663,26	1325,18	929,54

d. Calcul des armatures

- **Armatures longitudinales** $b=55$ cm $d=98$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
xx	Appuis	732,59	0,098	0,948	SSA	22,66	5HA20 filante+ (5HA16) chap = 25,75
	Travée	410,5	0,055	0,072	SSA	12,39	5HA20=15,70cm²
yy	Appuis	1327,65	0,177	0,902	SSA	43,2	5HA20 filante+ (5HA20+5HA20) chap=47,1
	travée	684,99	0,091	0,952	SSA	21,11	5HA20 filante + (5HA16) chap = 25,75

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit : **$S_t = 10$ cm**

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$.

e. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 98 \times \frac{2,1}{400} = 6,51 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$A_a = 43,2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,51 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées

$$A_t = 21,11 > A_{\min} = 6,51 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 1092,76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{947,28 \cdot 10^3}{550 \times 980} = 1,76 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{\max} = 1229,06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1325,18 \cdot 10^3}{550 \times 980} = 2,45 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f. Vérification à l'ELS

$$1. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$2. \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	25,75	513,75	0,477	0,895	32,62	227,47	348	6,97	15	Cv
	Travée	15,70	287,92	0,291	0,915	43,82	203,87	348	4,65	15	Cv
yy	Appuis	47,1	933,03	0,874	0,867	22,59	233,14	348	10,32	15	Cv
	Travée	25,75	481,4	0,477	0,895	32,62	213,15	348	6,53	15	Cv

Chapitre VIII :
Etude de voile périphérique

VIII.1 Introduction

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- armature constitué de 2 nappes.
- les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VIII.2 Pré-dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.1.2)** pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

VIII.3 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $\left(K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right)$

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

a. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

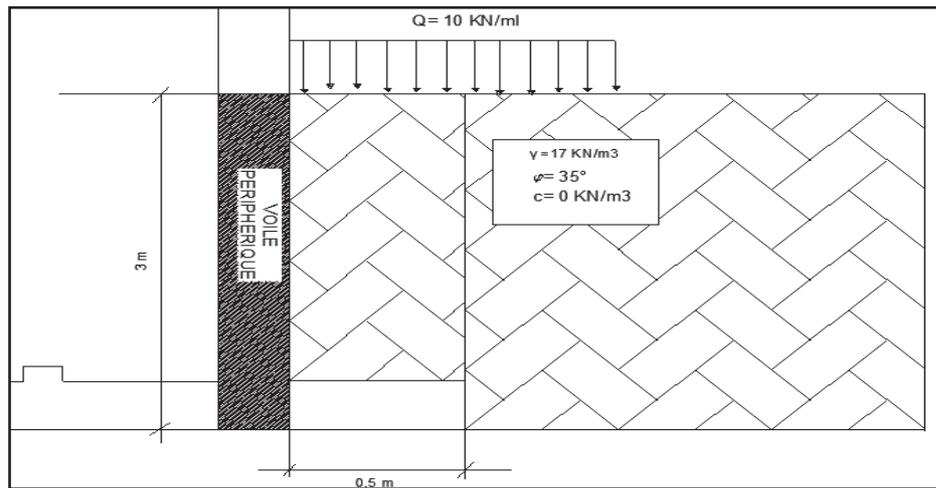


Figure VIII.1 : Schéma statique du voile périphérique

- Surcharge éventuelles $Q = 10 \text{ kN/ml}$
- Poids volumique des terres $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$
- contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Hauteur du voile. $H = 3 \text{ m}$.
- Angle de la surface du remblai horizontale. $\beta = 0$
- La paroi du mur est verticale. $\lambda = 0$
- Force de poussé (Rankine applicable). $\delta = 0$
- Cohésion : $C = 0$

b. Calcul des contraintes

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 3 \text{ m}$$

- **ELU**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0.52 = 7,8 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1,35 \times 3 \times 17 + 1,5 \times 10) = 43,6 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 (10 + 17 \times 3) = 31,72 \text{ KN/m}^2$$

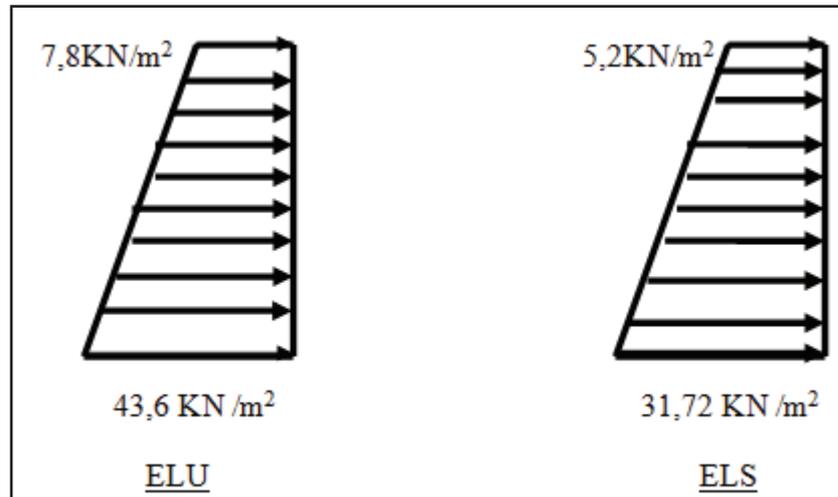


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes

c. Charge moyenne

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **ELU** : $q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 = 34,65 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1 = 25,09 \text{ KN/ml}$

VIII.4 Ferrailage du voile périphérique

a. Méthode de calcul

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de quatre cotés au niveau des nervures, des poteaux.

b. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur quatre appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,85.

Moment d'encastrement sur les grands coté :

- 0,3 (appuis de rive).
- 0,5 (autres appuis)

c. Identification des panneaux

$$l_x = 3 \text{ m} \quad l_y = 4,65 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4,65} = 0,645 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,645 \Rightarrow \vartheta = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0746 \\ \mu_y = 0,369 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0746 \times 34,65 \times 3^2 = 23,26 \text{ m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,369 \times 23,26 = 8,58 \text{ m}$$

d. Correction des moments

- Sens x-x :

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0,3M_{0x} = 6,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,85M_{0x} = 19,77 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y :

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0,3M_{0y} = 2,57 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,85M_{0y} = 7,29 \text{ KN.m}$$

VIII.4.1 Ferrailage à l'E.L.U

Le ferrailage se fera pour une bande de 1ml

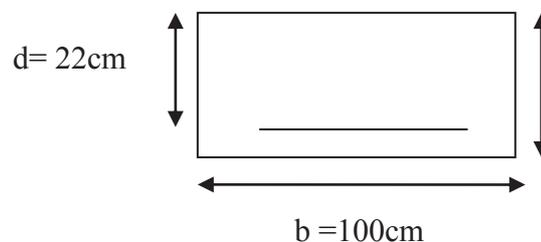


Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	A (cm ²)	A adoptée	St (cm)
X-X	Appuis	6,98	0,01	0,995	0,97	2,5	8.04	4HA16	25
	Travée	19,77	0,028	0,986	2,62	2,5	8.04	4HA16	25
Y-Y	Appuis	2,57	0,004	0,998	0,34	2,5	8.04	4HA16	25
	Travée	7,29	0,01	0,995	0,97	2,5	8.04	4HA16	25

- Recommandations de l'Art 10.1.2 RPA 99 version 2003

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8

$$A = 8.04 \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

VIII.4.2 Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

sens	zone	A _s (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
X-X	appuis	8.04	5,05	0,365	0,906	38,19	31,51	201,63	0.75	15	CV
	travée	8.04	14,31	0,365	0,906	38,19	89,3	201,63	2.05	15	CV
Y-Y	appuis	8.04	1,86	0,365	0,906	38,19	11,61	201,63	0.75	15	CV
	travée	8.04	5,28	0,365	0,906	38,19	32,95	201,63	2.05	15	CV

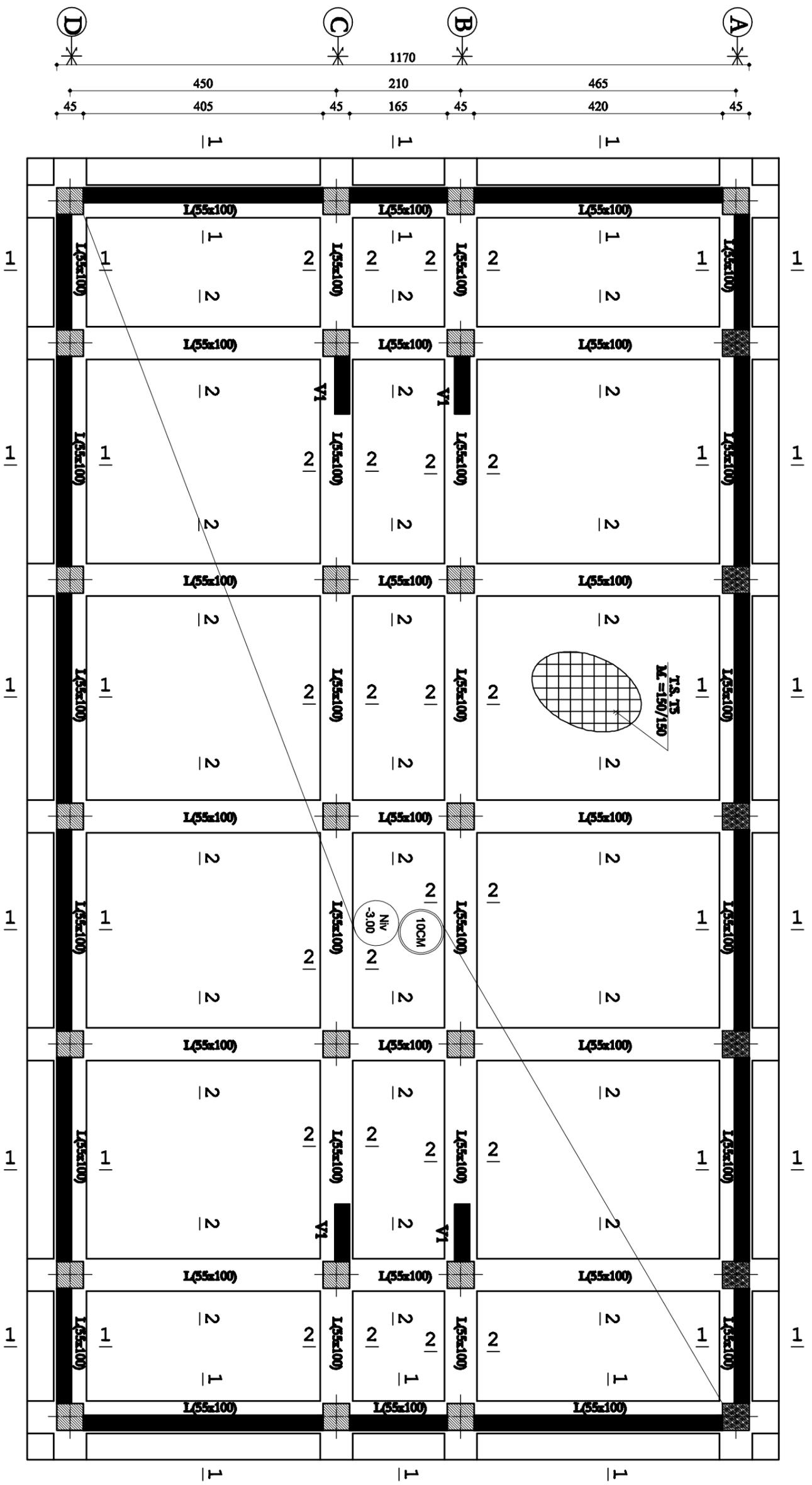
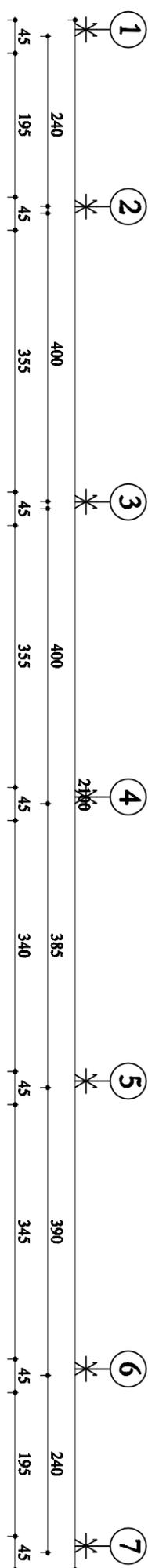
Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

D'ou,

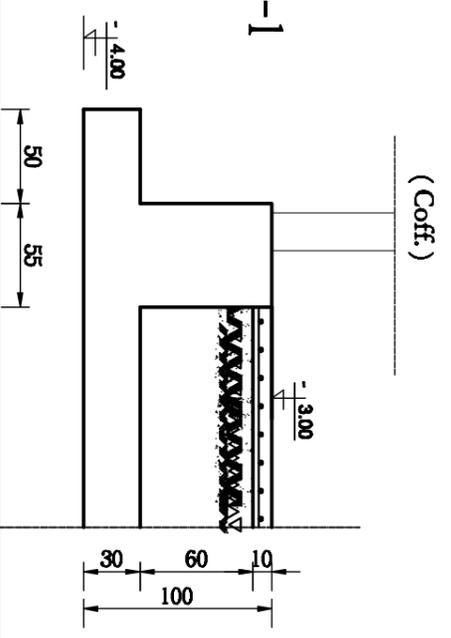
- L'épaisseur du voile périphérique est de **25cm**.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de **1m**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

- **Sens X-X**
 - En travée : **4HA16** avec un espacement de **25 cm**.
 - Aux appuis : **4HA16** avec un espacement de **25cm**.
- **Sens Y-Y**
 - En travée : **4HA16** avec un espacement de **25cm**.
 - Aux appuis : **4HA16** avec un espacement de **25cm**.

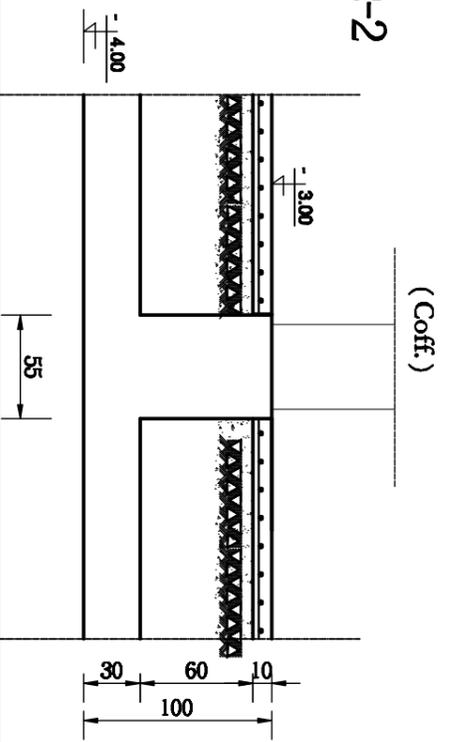
PLAN FONDATION NIV -3.00 :



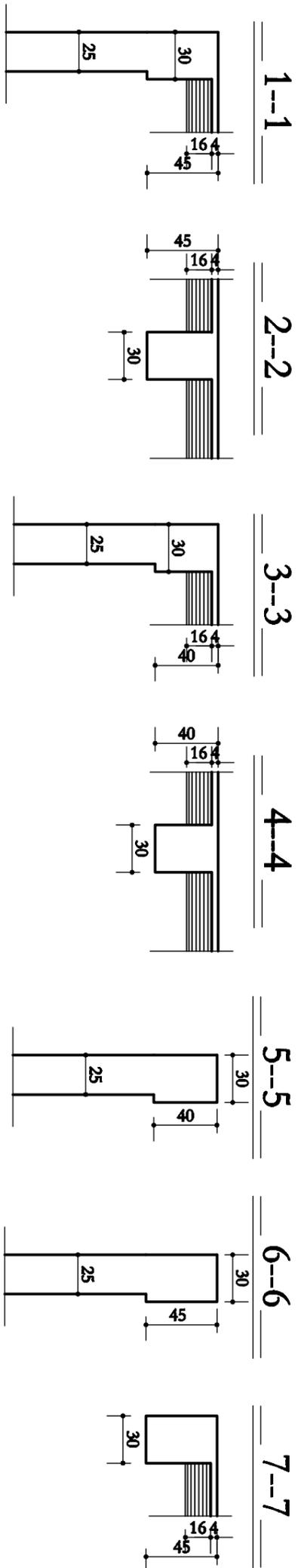
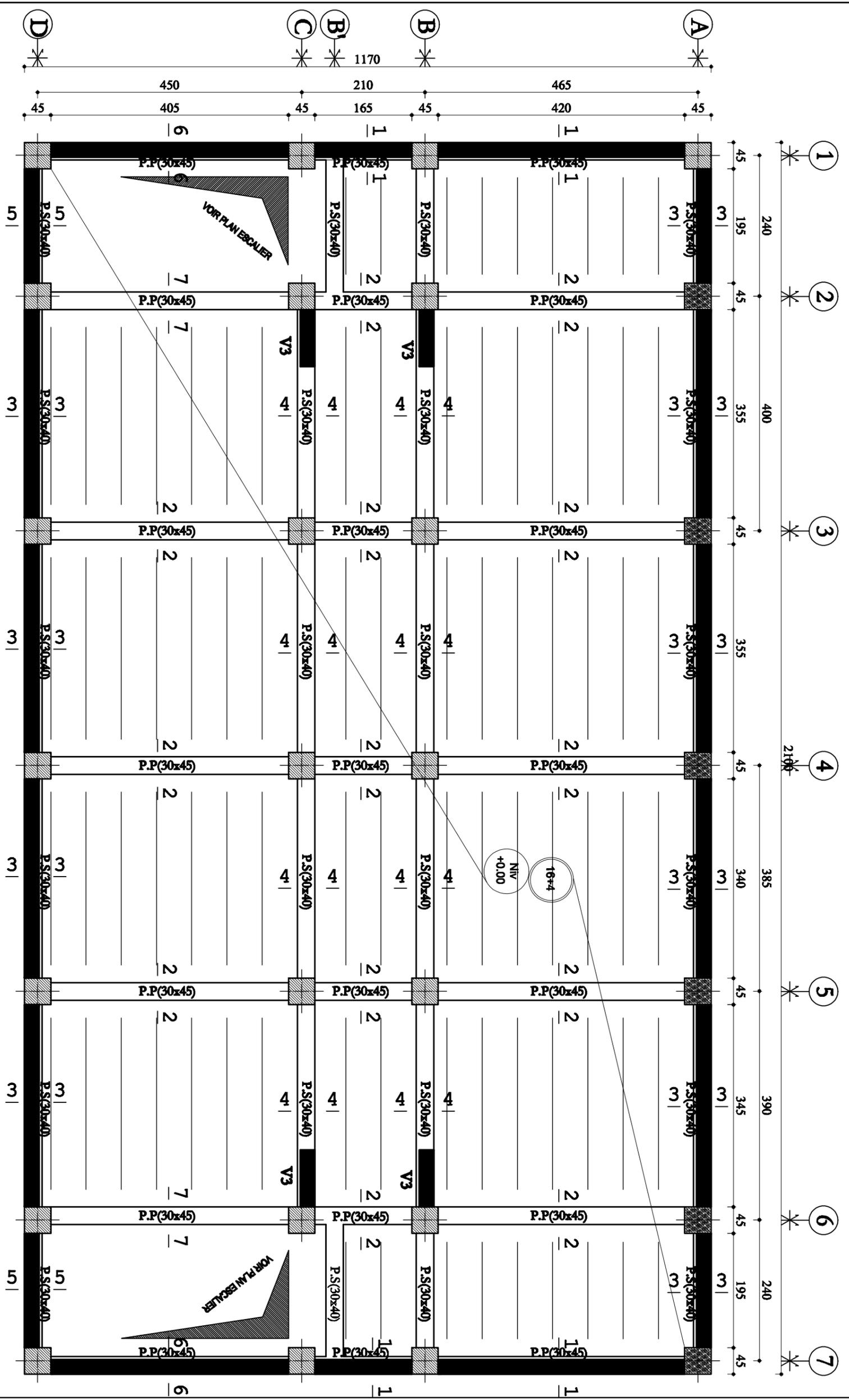
COUPE 1-1



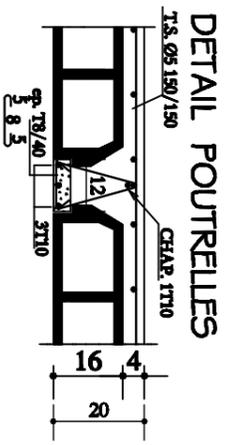
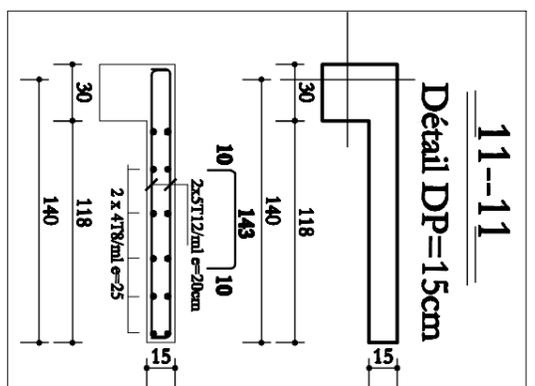
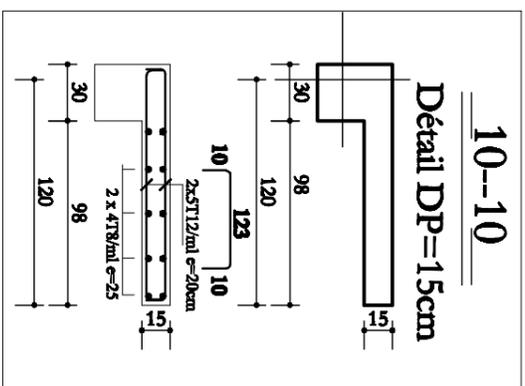
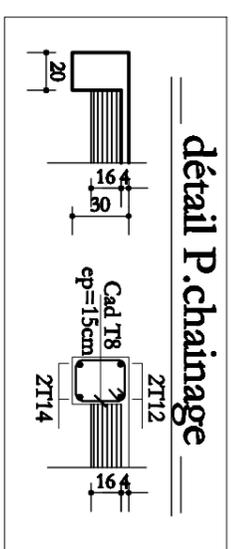
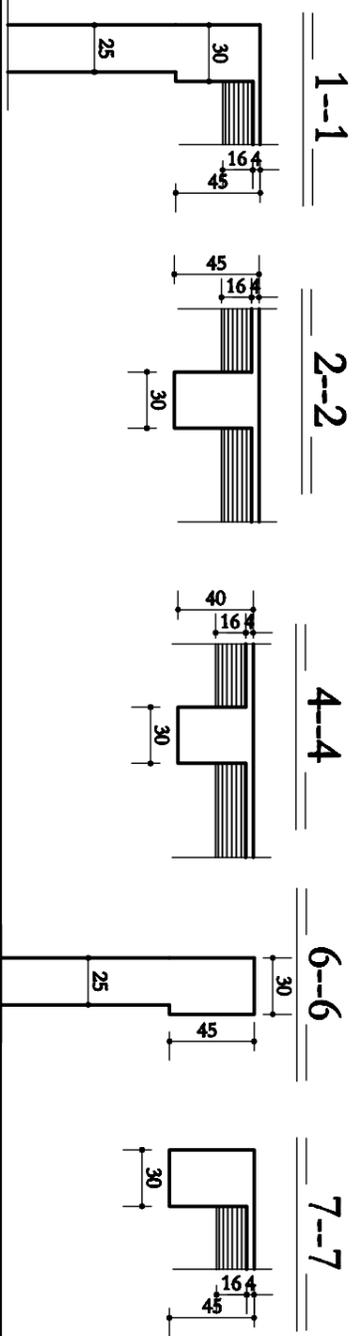
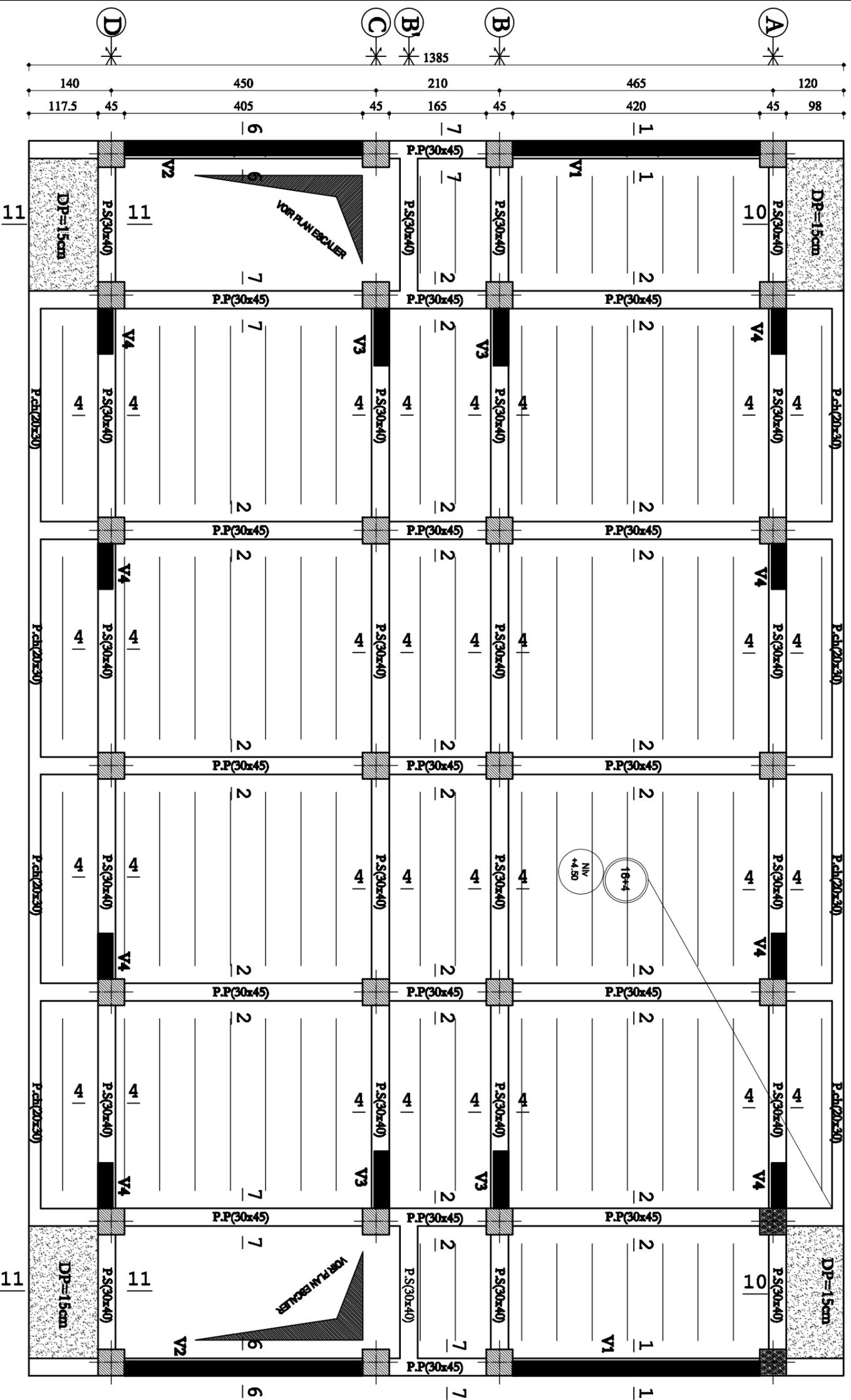
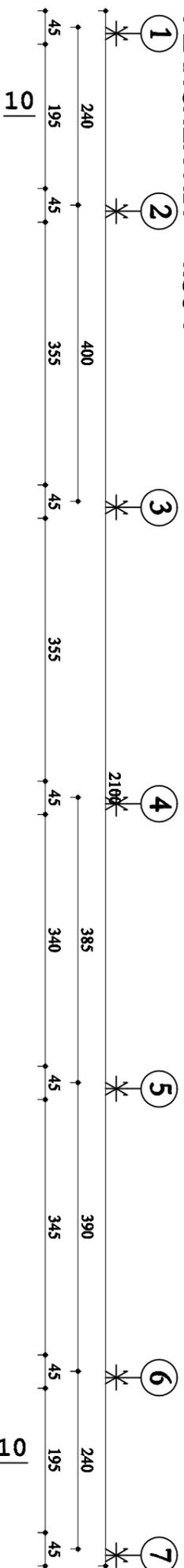
COUPE 2-2



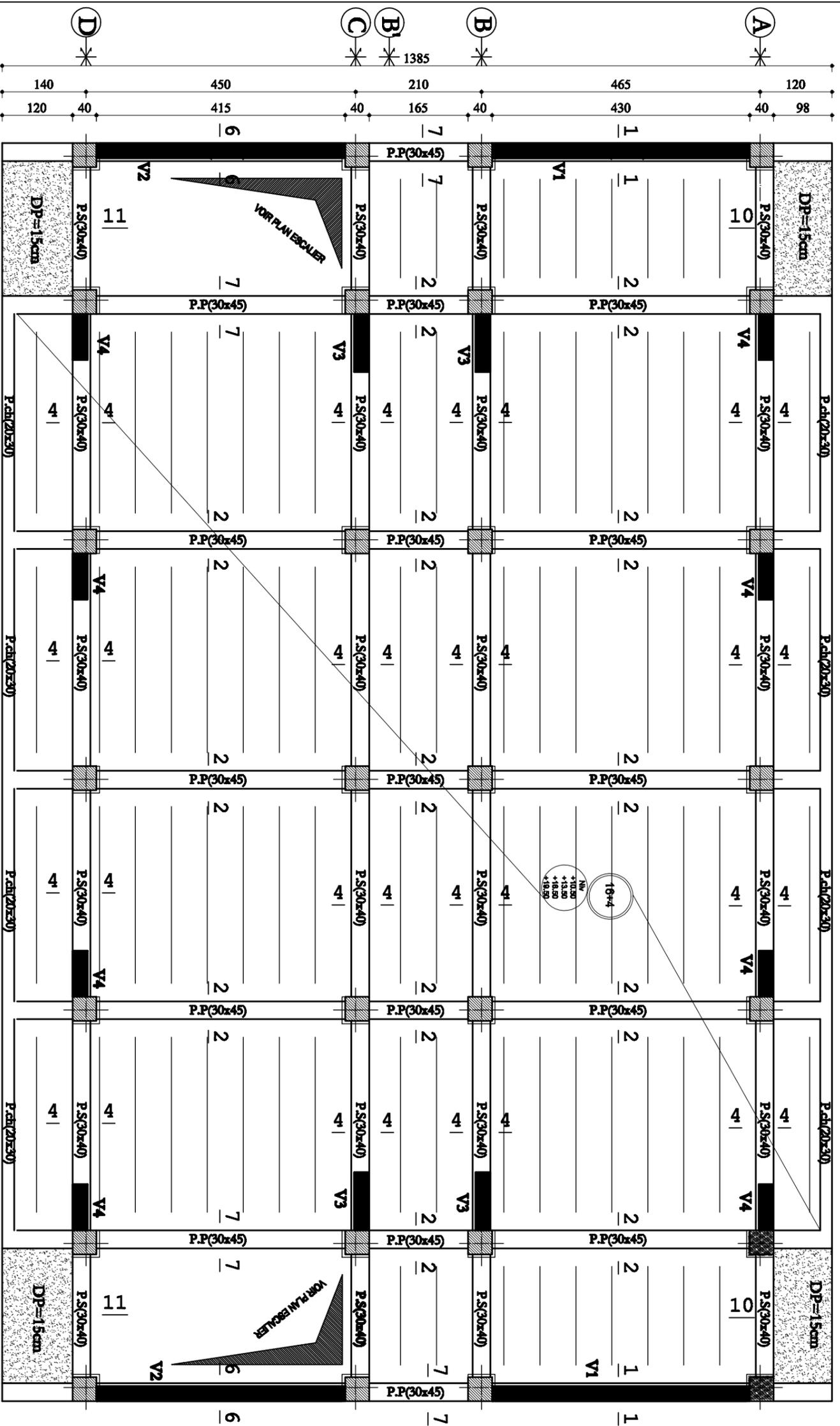
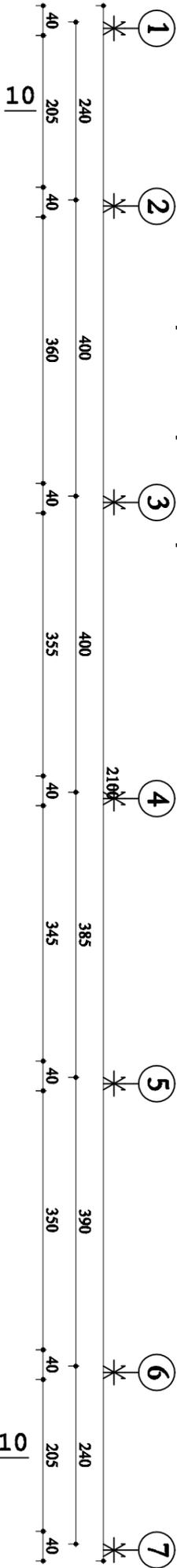
PLANCHER NIV +0.00 :



PLANCHER NIV +4.50 :



PLANCHER NIV +10.50/+13.50/+16.50/19.50 :



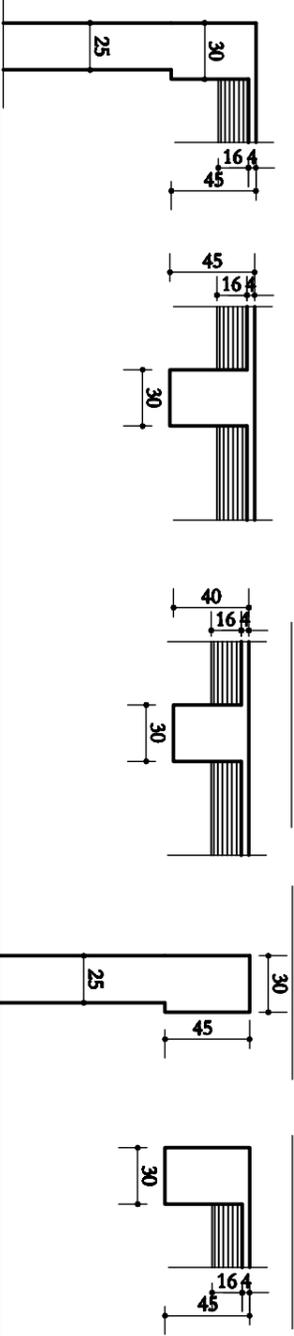
1--1

2--2

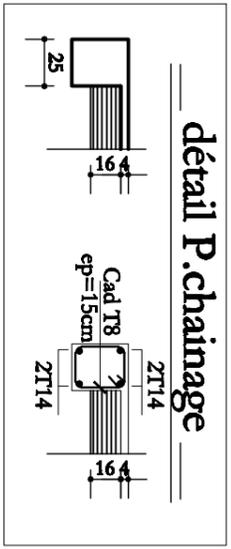
4--4

6--6

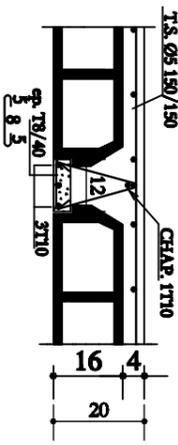
7--7



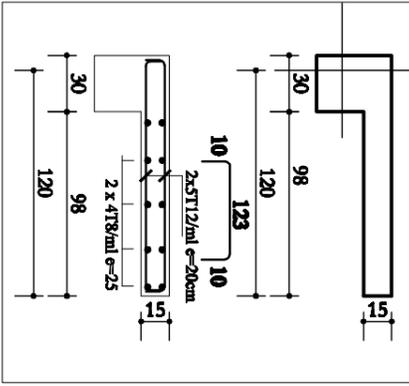
détail P. chaînage



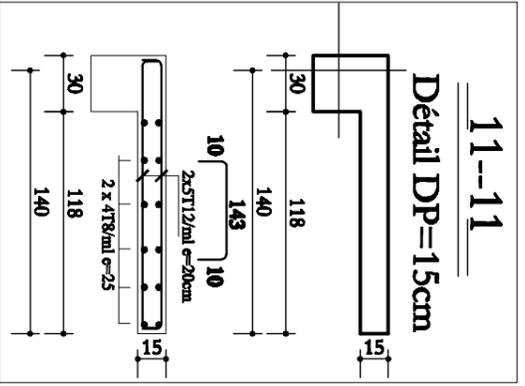
DETAIL POUTRELLES



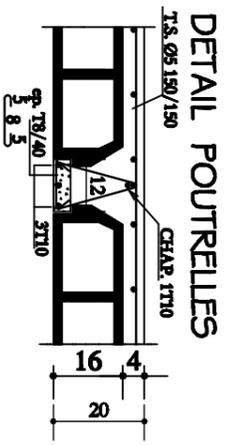
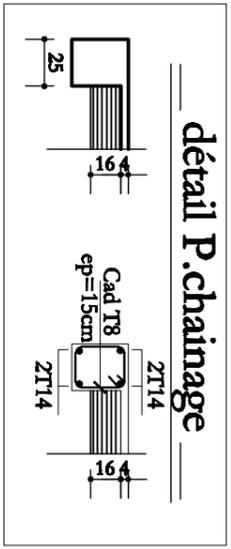
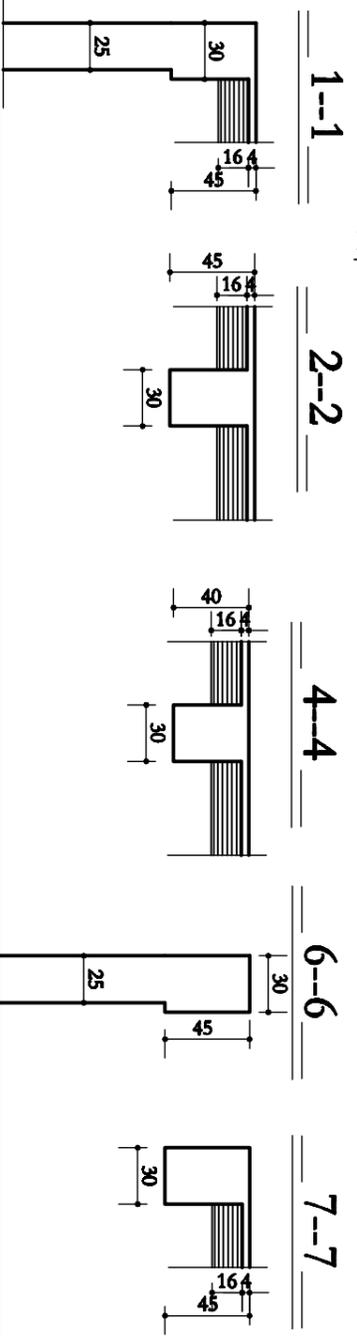
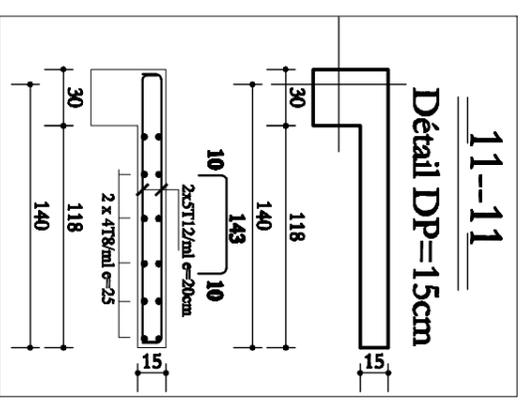
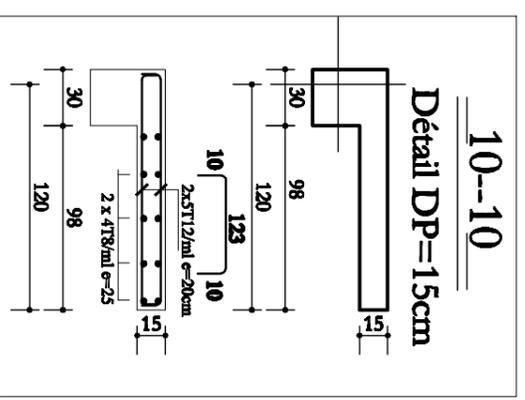
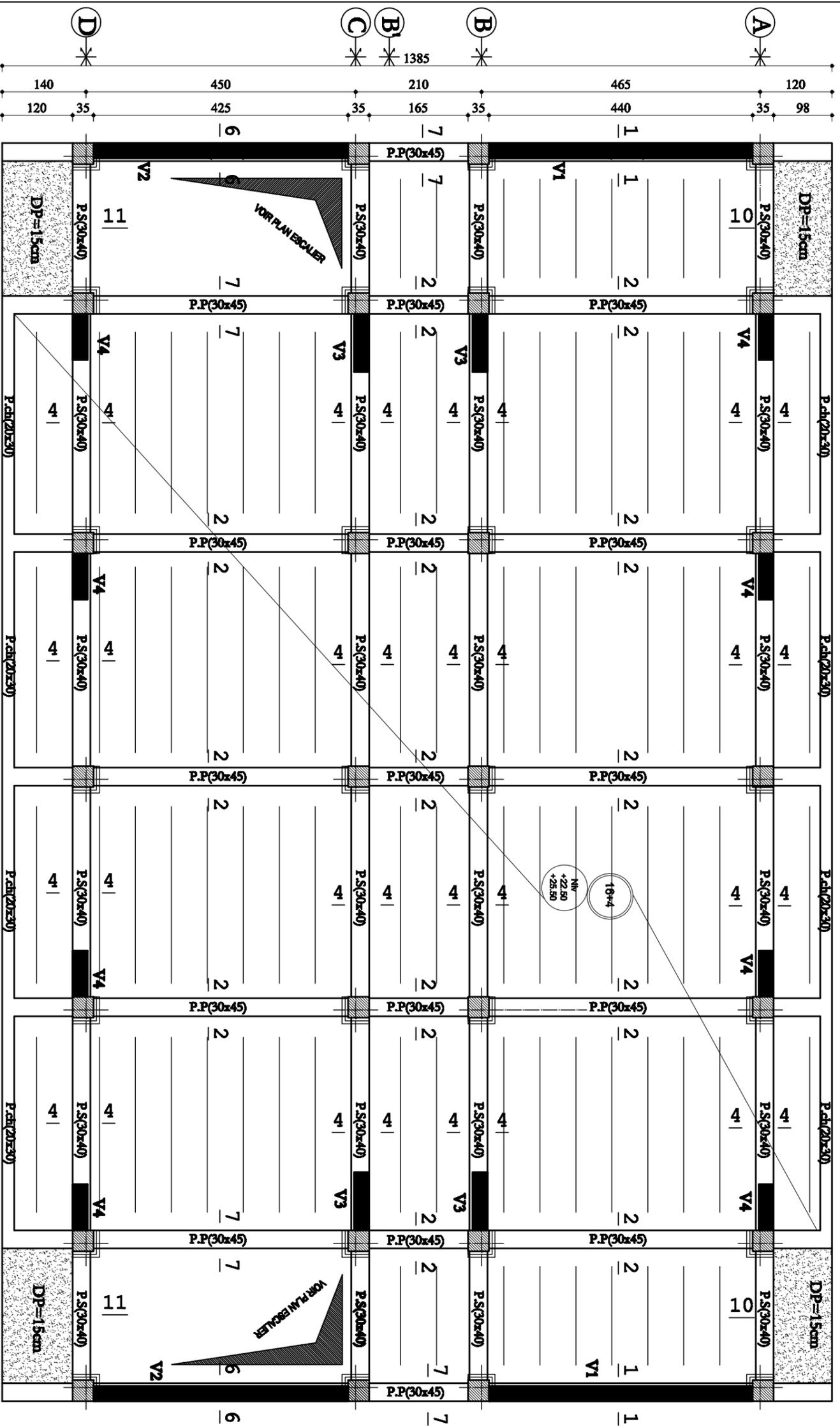
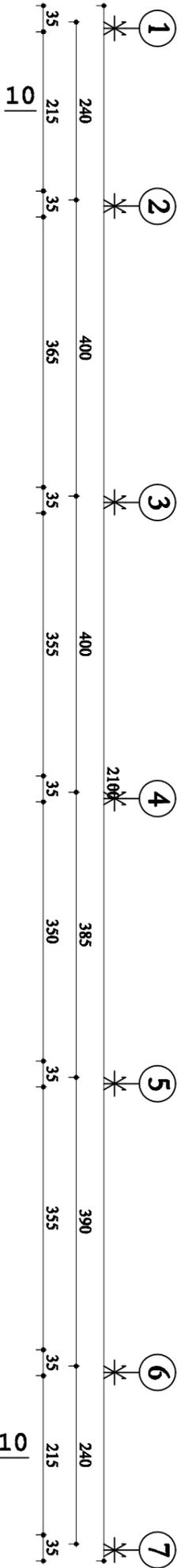
Détail DP=15cm



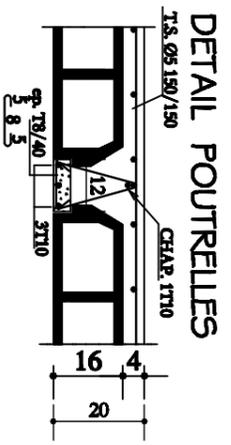
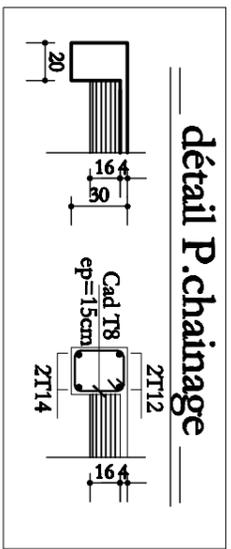
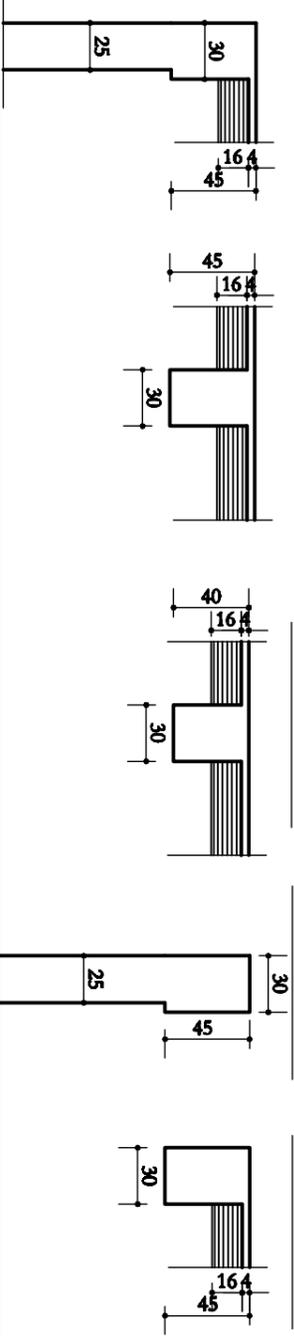
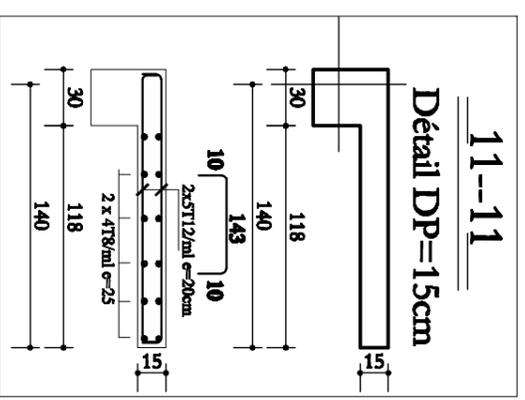
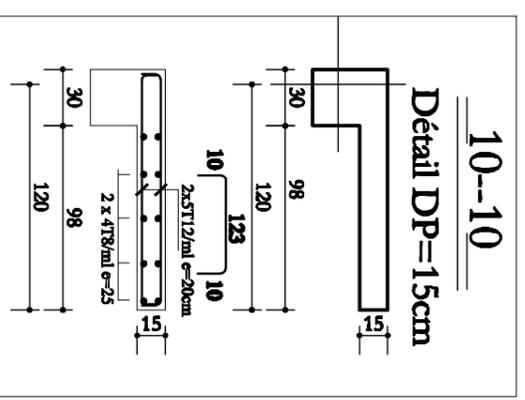
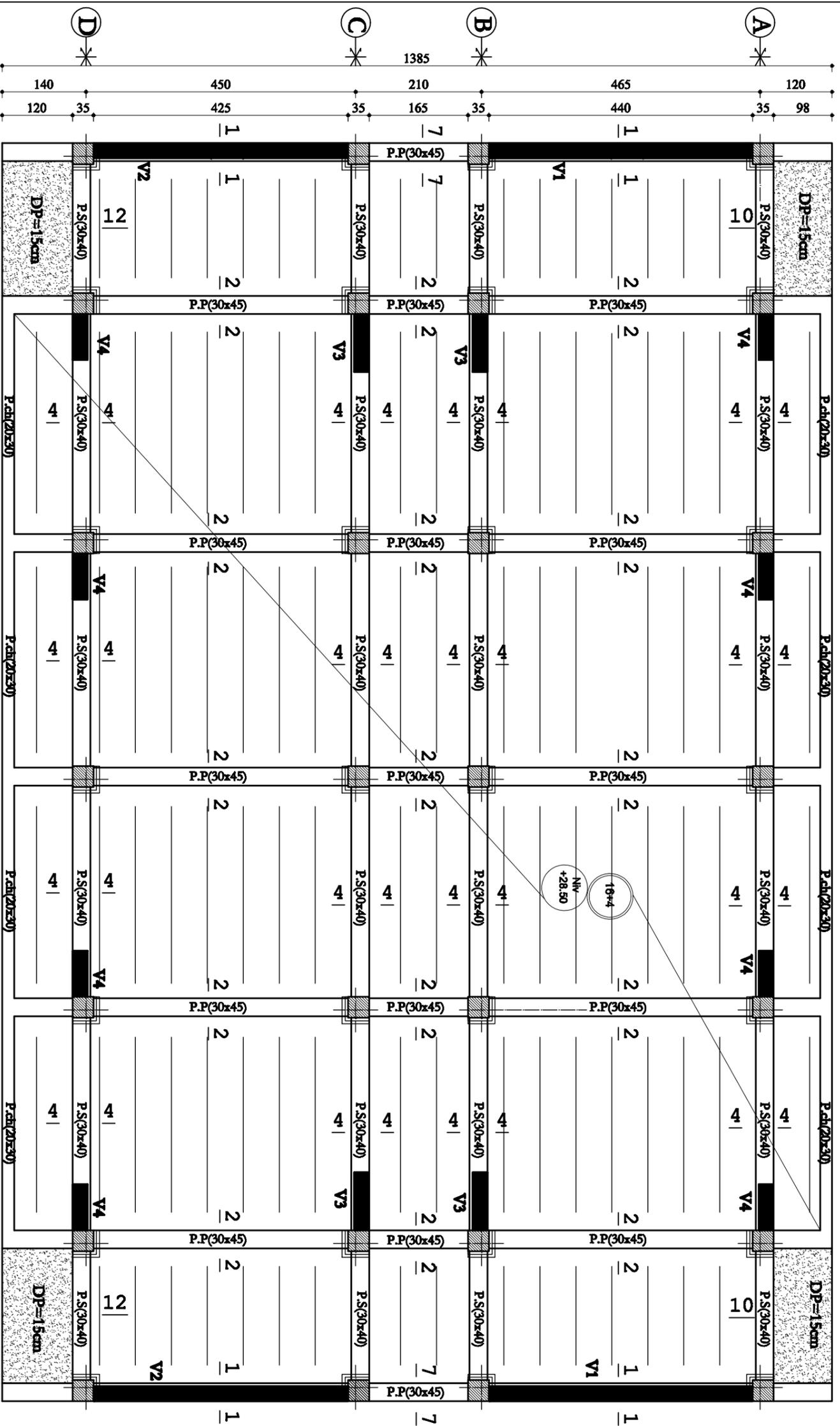
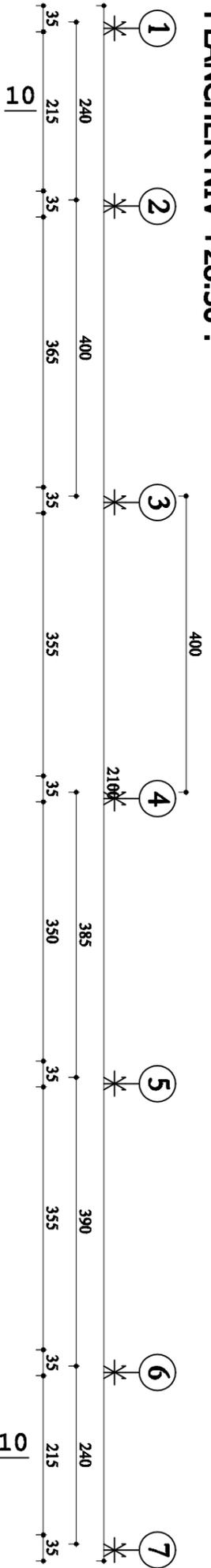
11--11



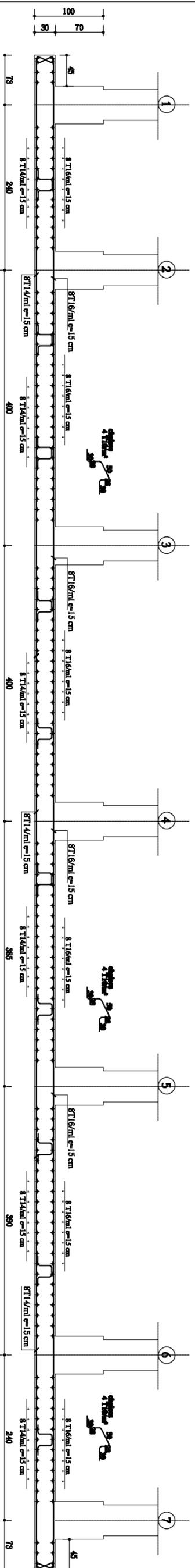
PLANCHER NIV +22.50/+25.50 :



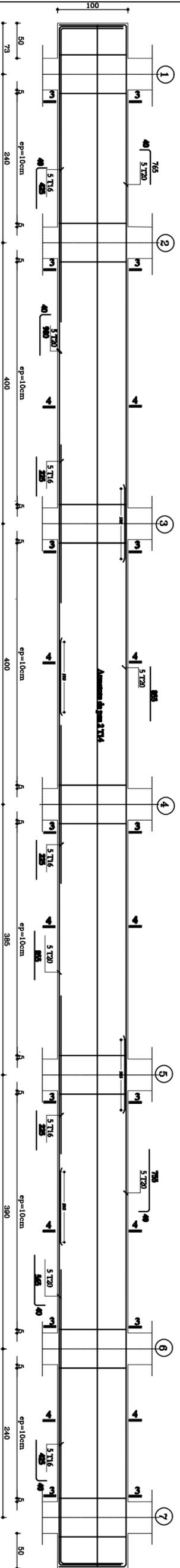
PLANCHER NIV +28.50 :



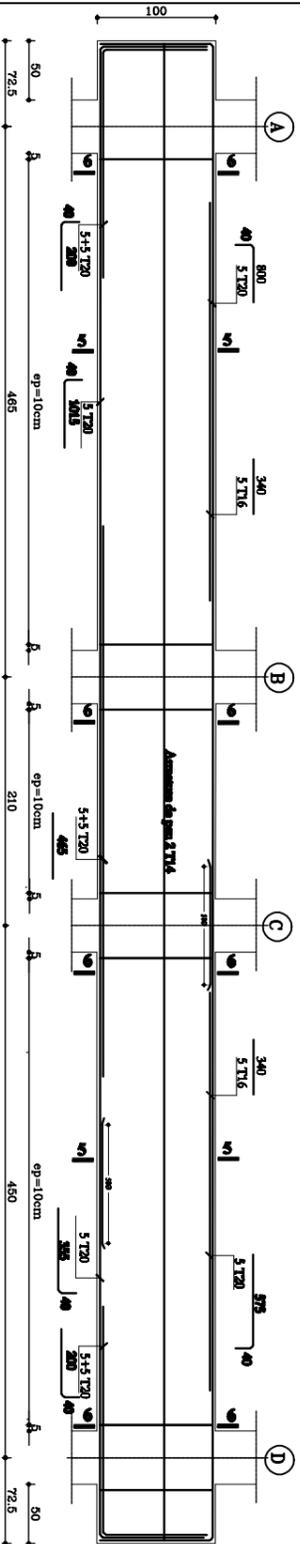
Coupe sur radier (ferr. radier)



*-Ferr. nervures sens X-X avec A/B/C et D Nbr: -5.00 :



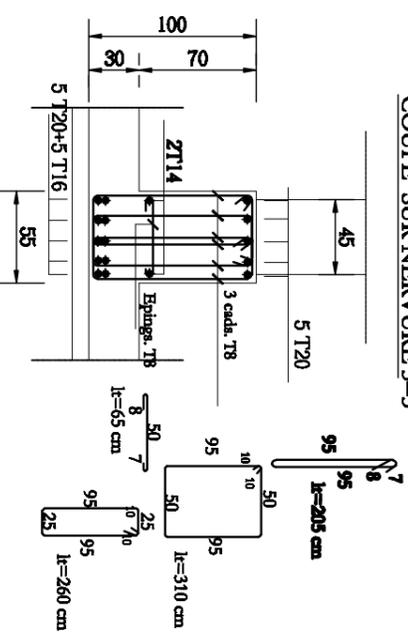
*-Ferr. nervures sens Y-Y avec 1/2/3/4/5/6 et 7 Nbr: -5.00 :



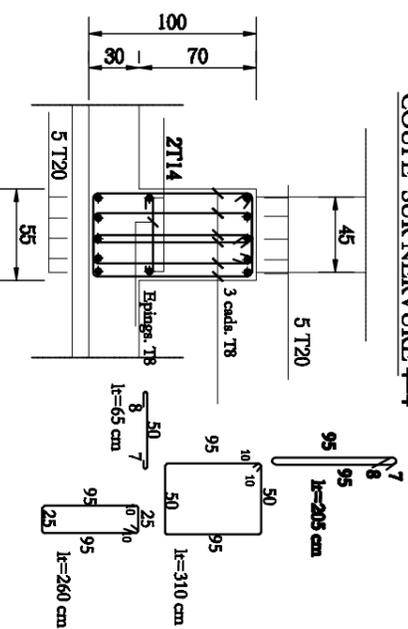
*-Détail des coupes nervures sens X-X

*-Détail des coupes nervures sens Y-Y

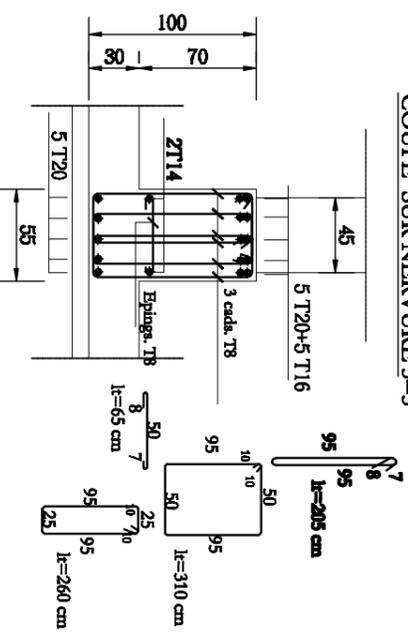
COUPE SUR NERVURE 3-3



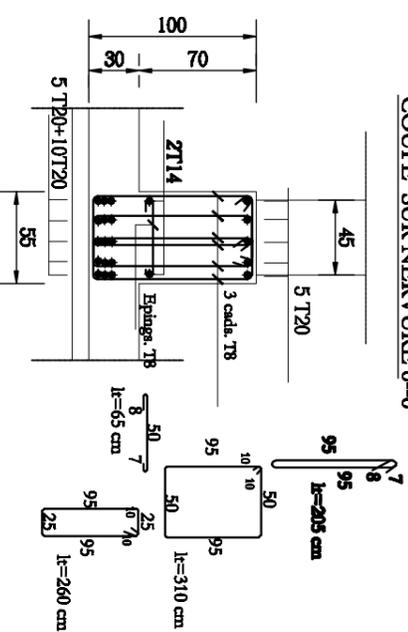
COUPE SUR NERVURE 4-4



COUPE SUR NERVURE 5-5



COUPE SUR NERVURE 6-6

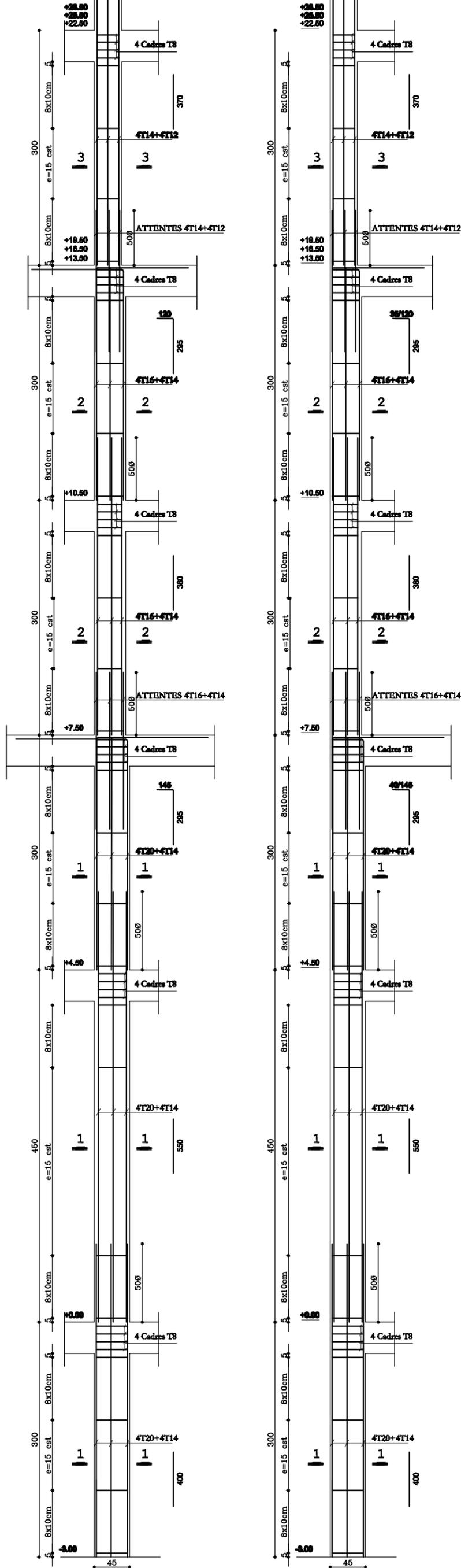


Poteaux Intermédiaires

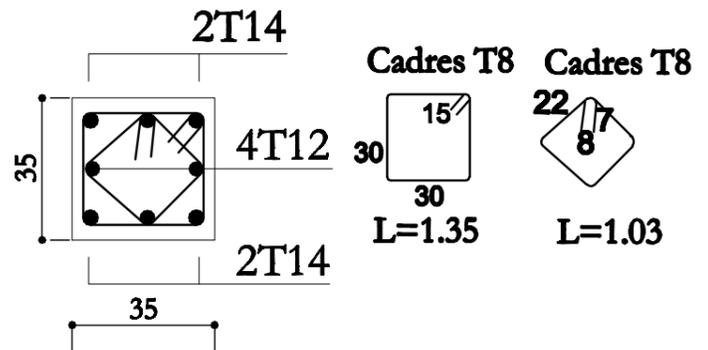
Poteaux rives

-Poteaux

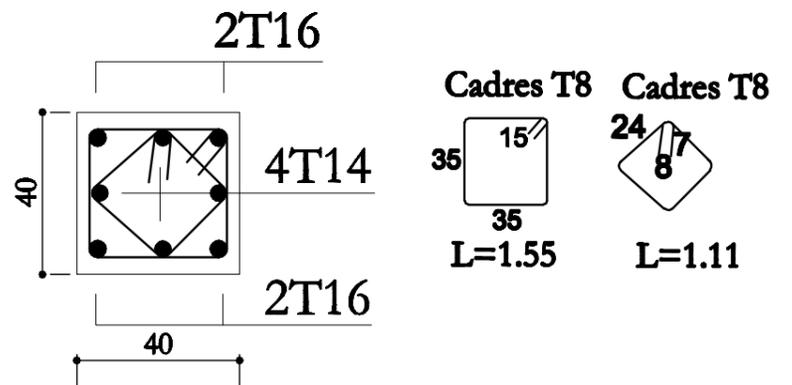
Nbre:28



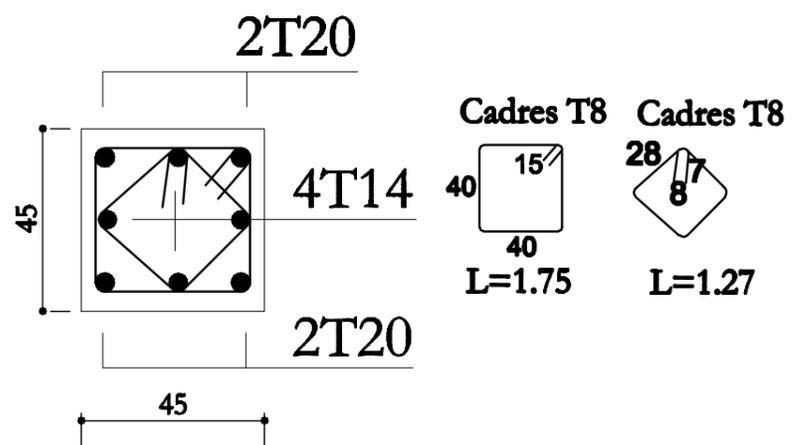
- Coupe 3-3 -



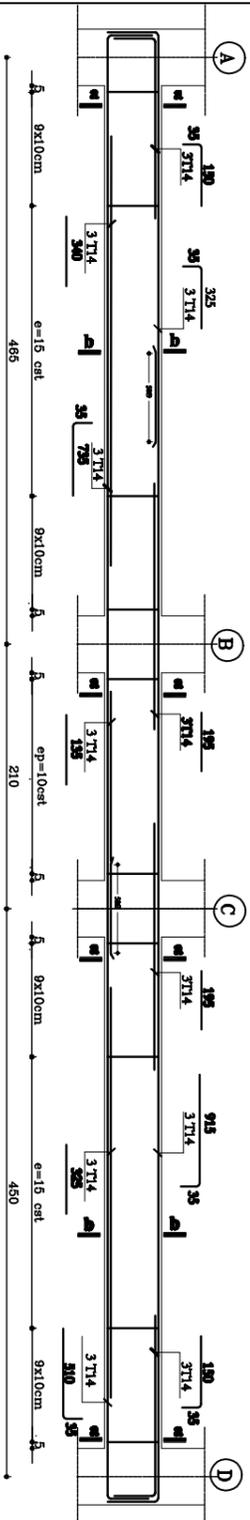
- Coupe 2-2 -



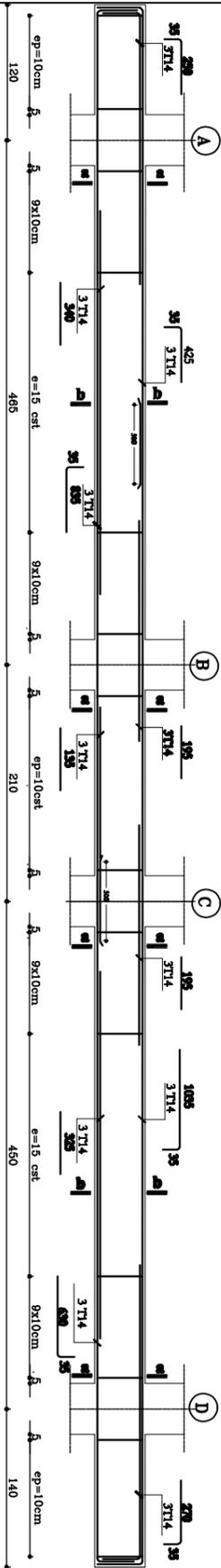
- Coupe 1-1 -



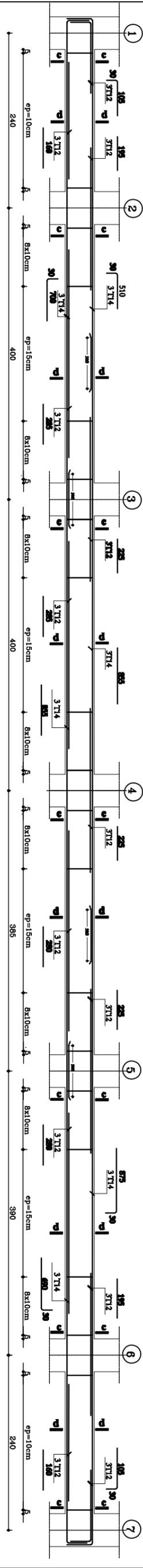
*-Ferr.poutres Principales axe I/2/3/4/5/6 et 7 Niv: +0.00 :



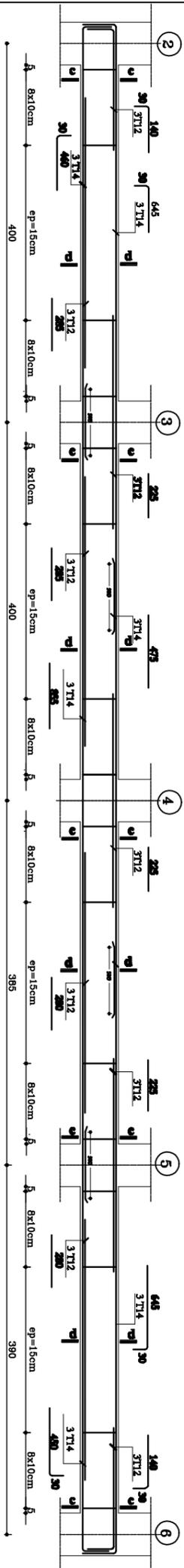
*-Ferr.poutres Principales axe I/2/3/4/5/6 et 7 Niv: +4.50/+7.50/+10.50/+13.50/+16.50/+19.50/+22.50/+25.50/+28.50:



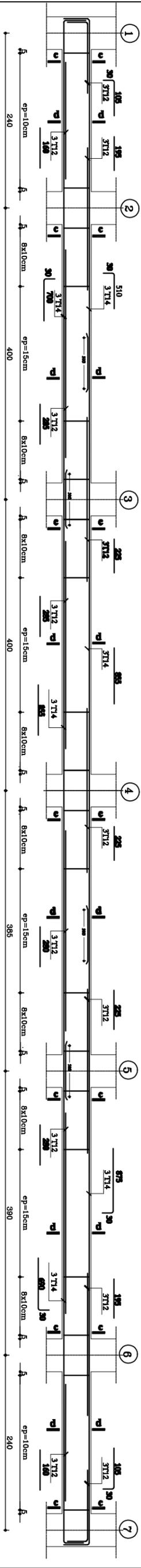
*-Ferr.poutres secondaires axe A/B et D Niv: +0.00/+4.50/+7.50/+10.50/+13.50/+16.50/+19.50/+22.50/+25.50/+28.50 :



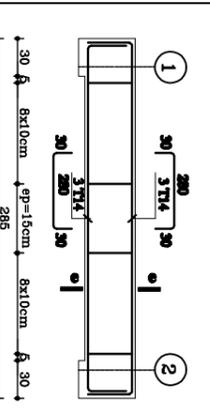
*-Ferr.poutres secondaires axe C Niv: +0.00/+4.50 :



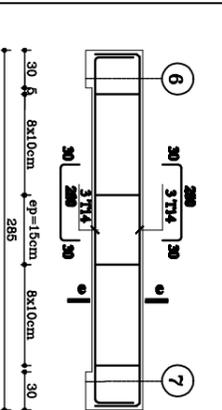
*-Ferr.poutres secondaires axe C Niv: +7.50/+10.50/+13.50/+16.50/+19.50/+22.50/+25.50/+28.50 :



*-Ferr.poutres secondaires axe B' :
Niv: +0.00/+4.50 :

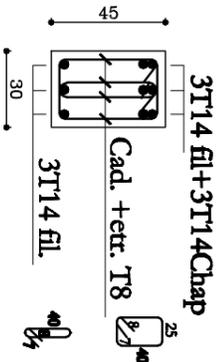


*-Ferr.poutres secondaires axe B' :
Niv: +0.00/+4.50 :

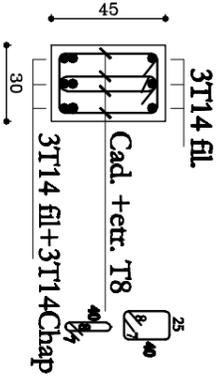


*-Détaille des coupes transversale

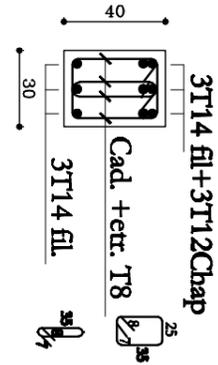
a--a



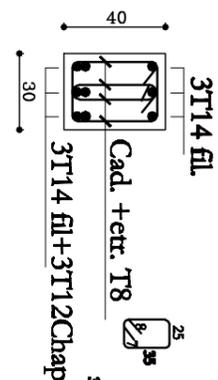
b--b



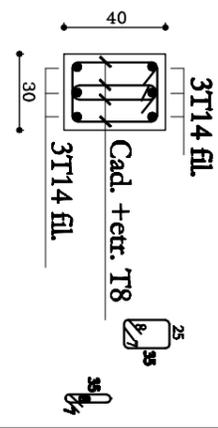
c--c



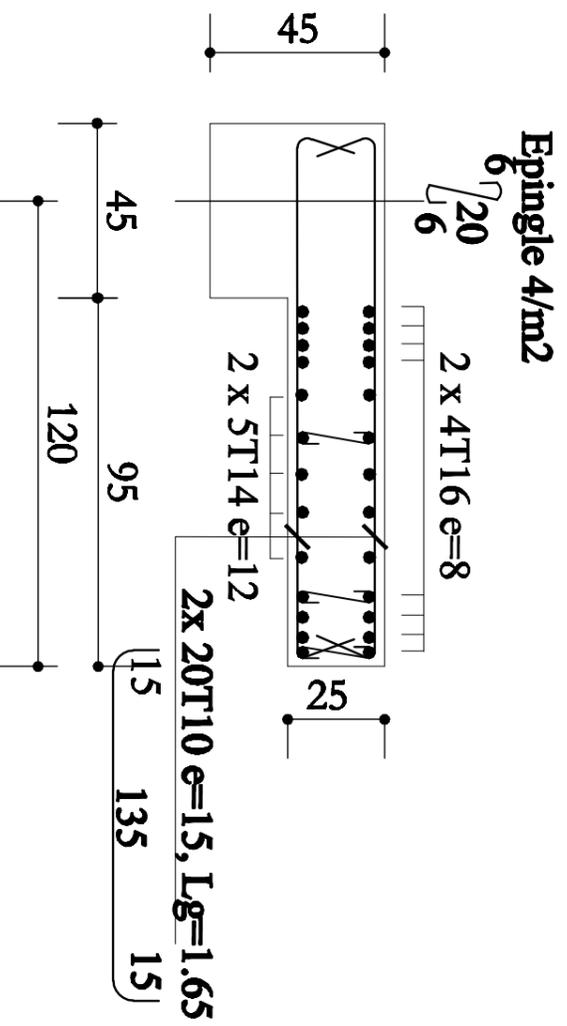
b--b



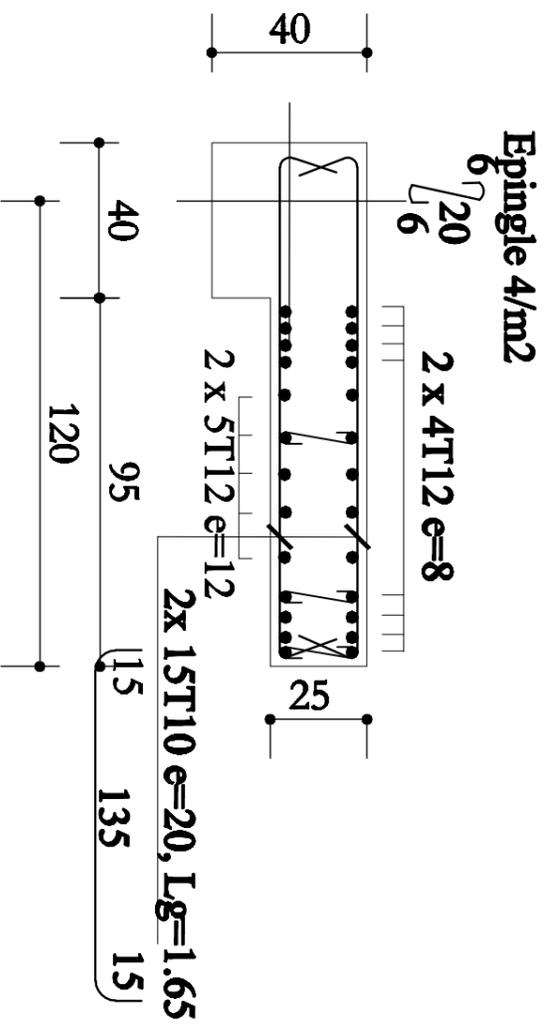
e--e



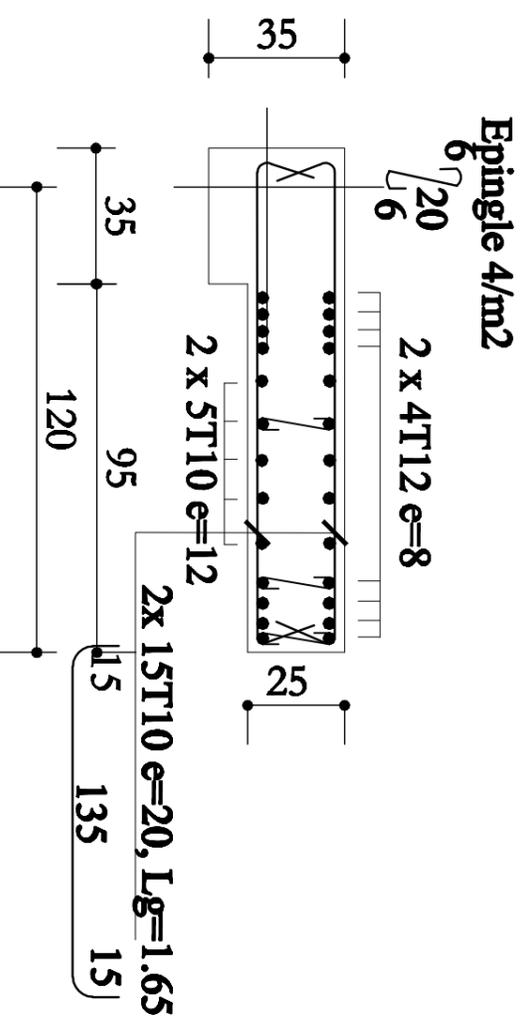
Ferrailage V.3 Zone I :



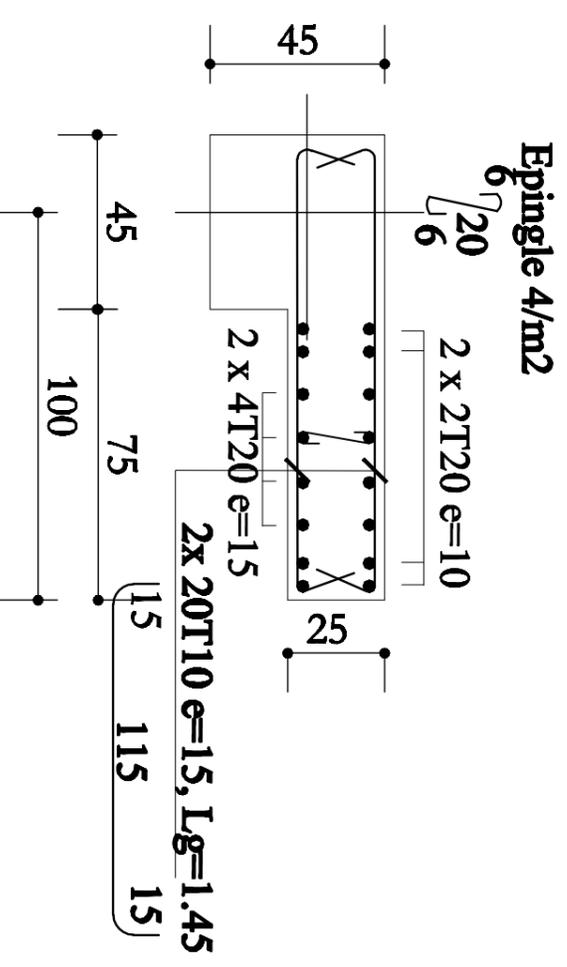
Ferrailage V.3 Zone II :



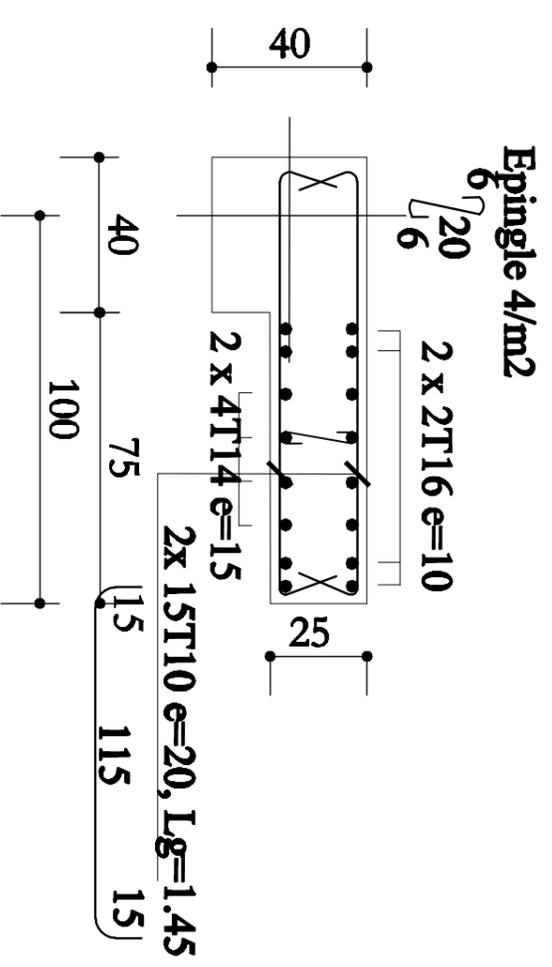
Ferrailage V.3 Zone III :



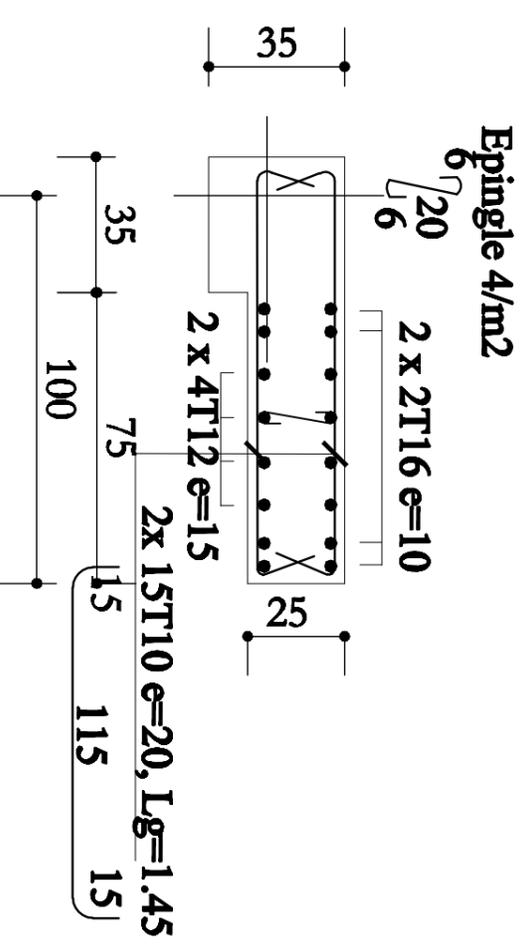
Ferrailage V.4 Zone I :



Ferrailage V.4 Zone II :

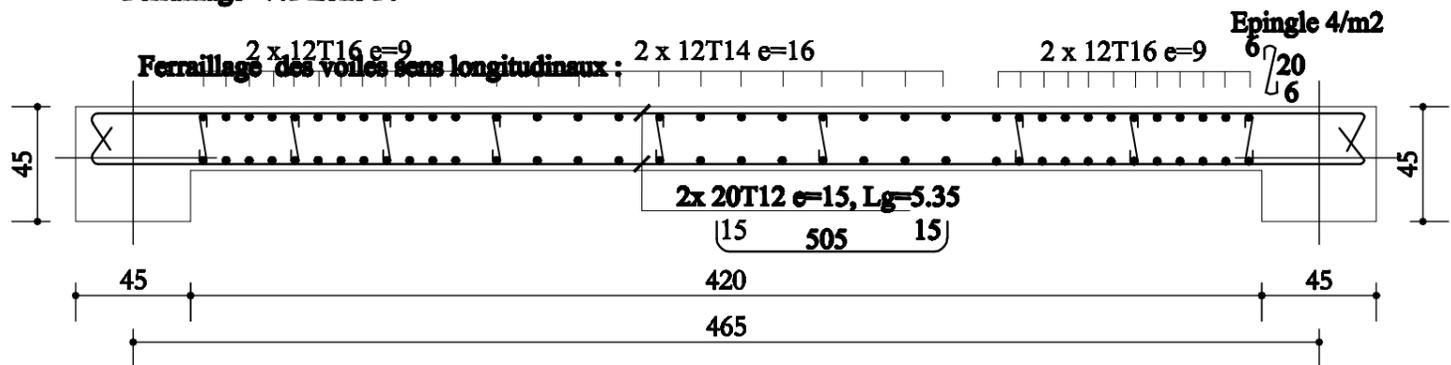


Ferrailage V.4 Zone III :

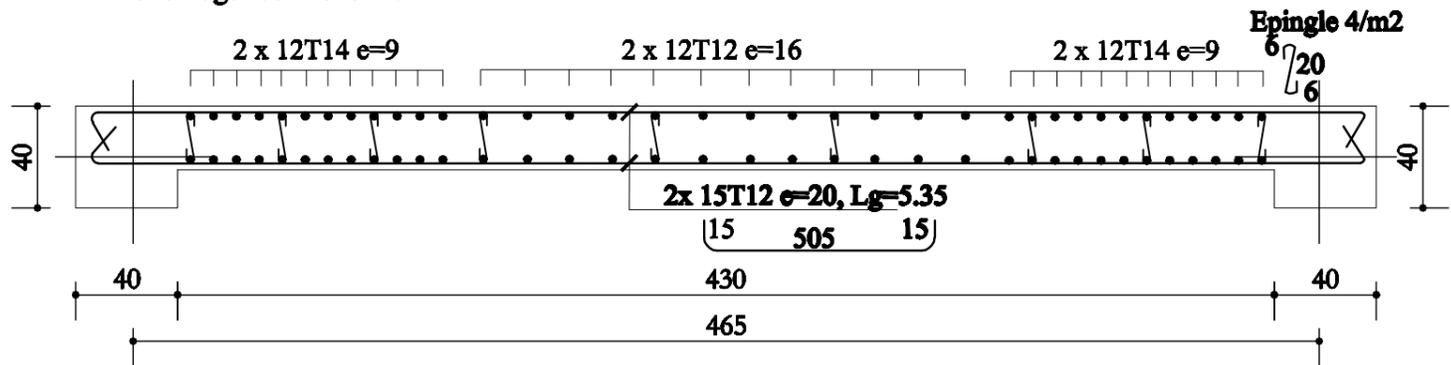


Ferrailage des voiles sens transvrsl :

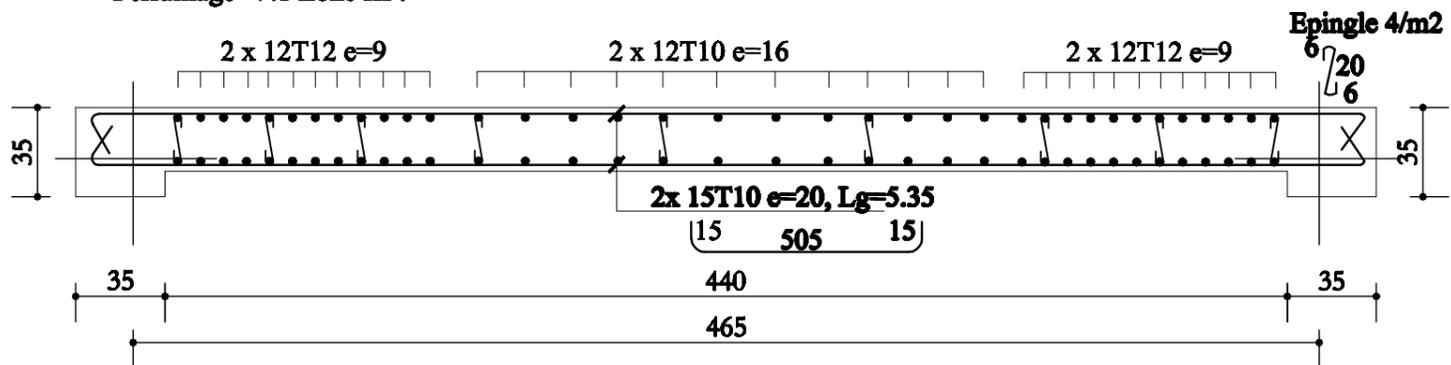
Ferrailage V.1 Zone I :



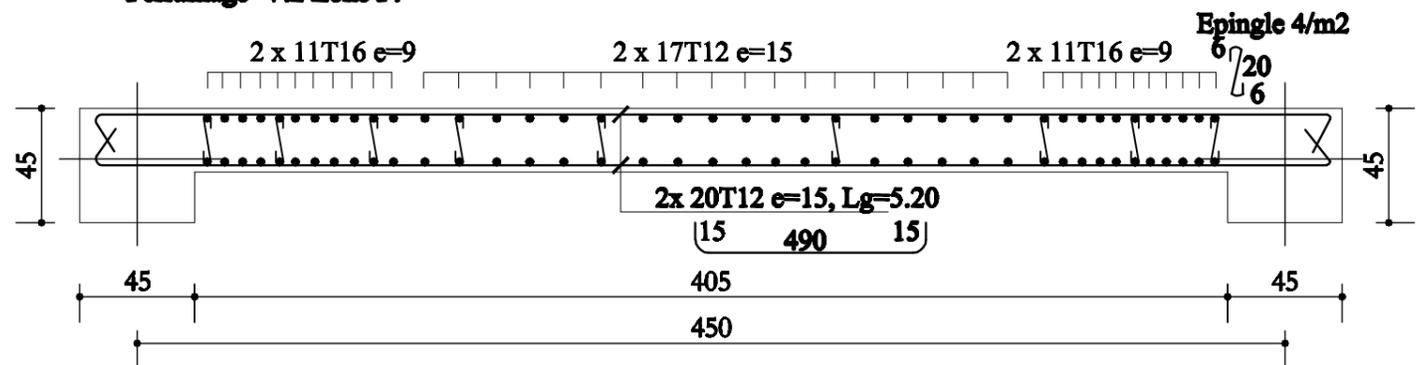
Ferrailage V.1 Zone II :



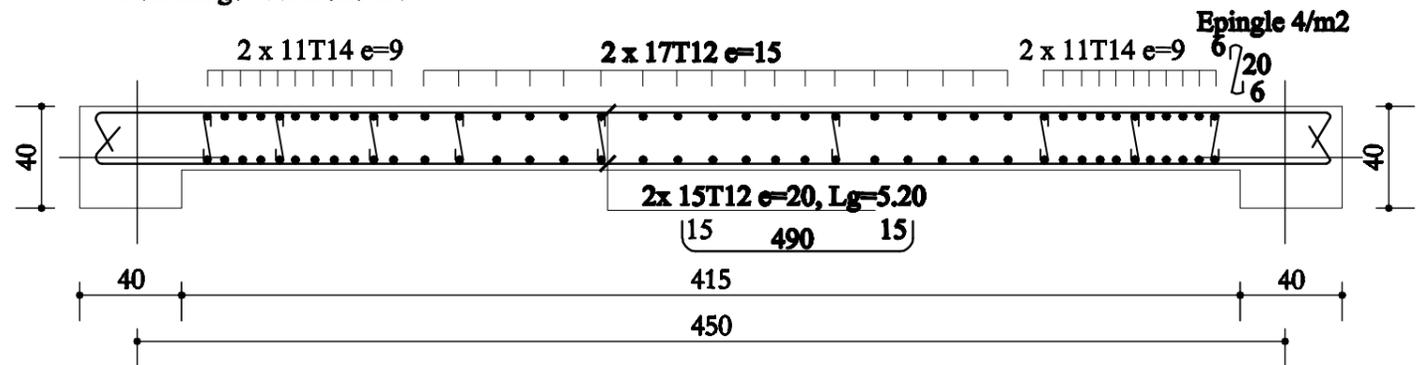
Ferrailage V.1 Zone III :



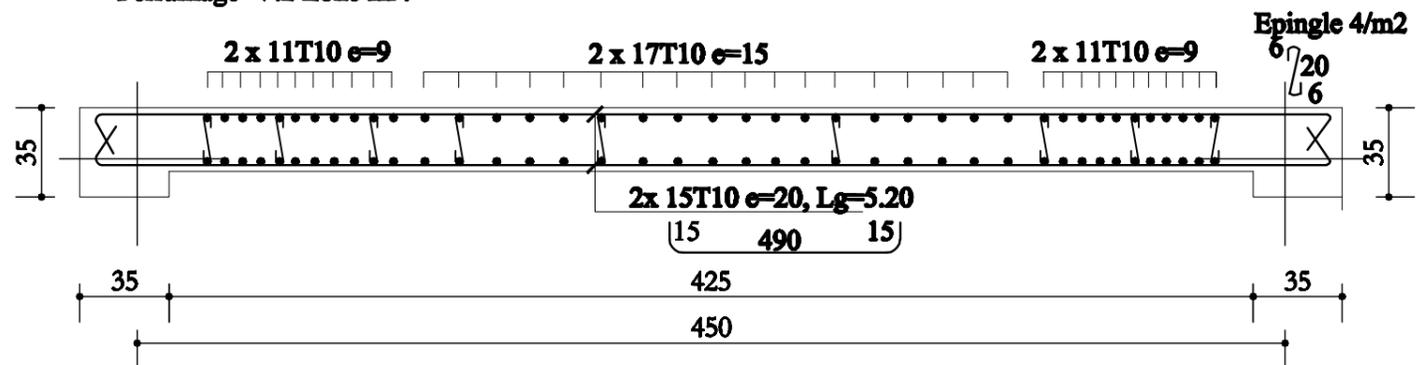
Ferrailage V.2 Zone I :

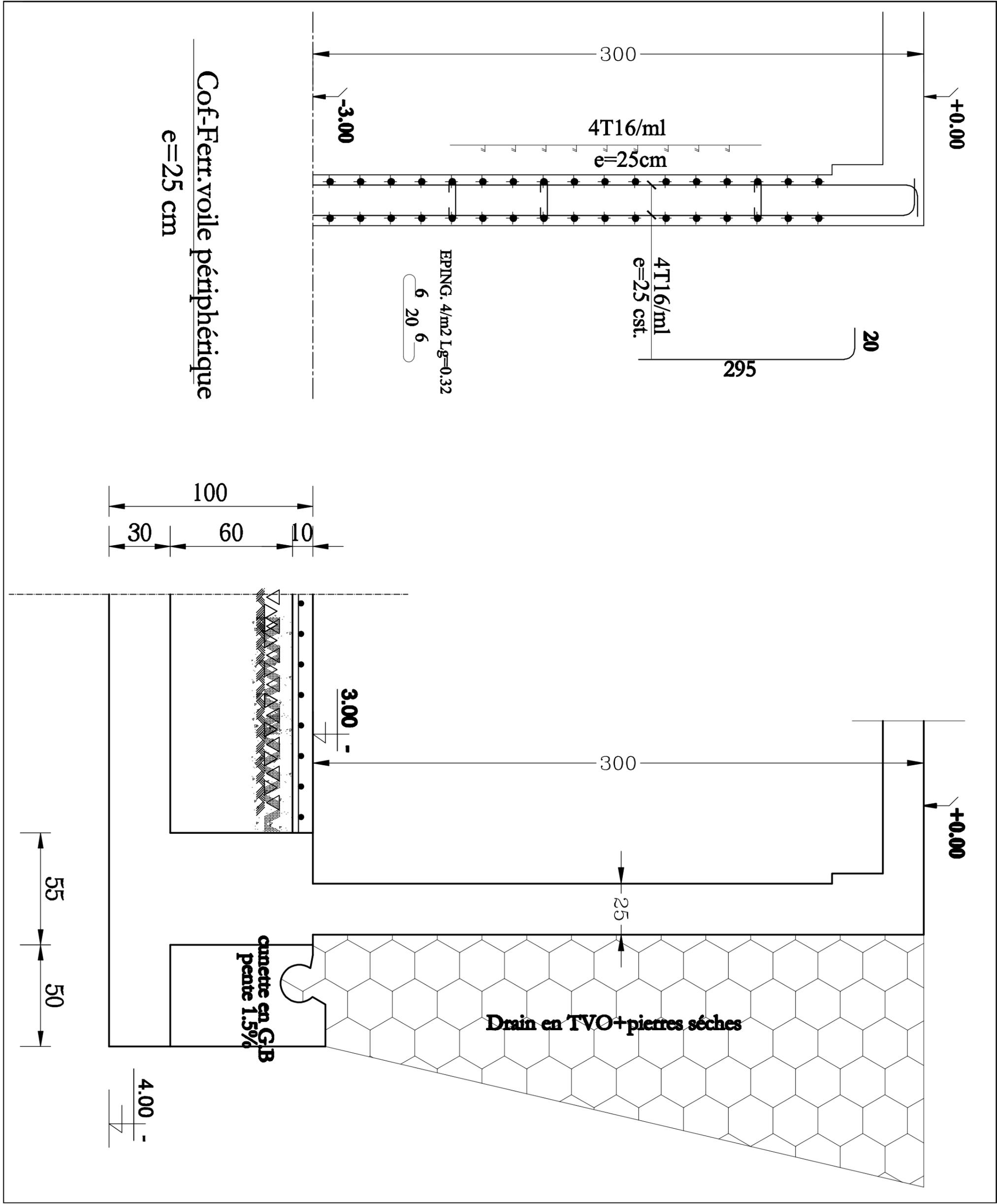


Ferrailage V.2 Zone II :

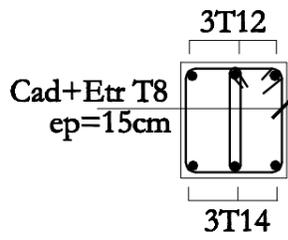
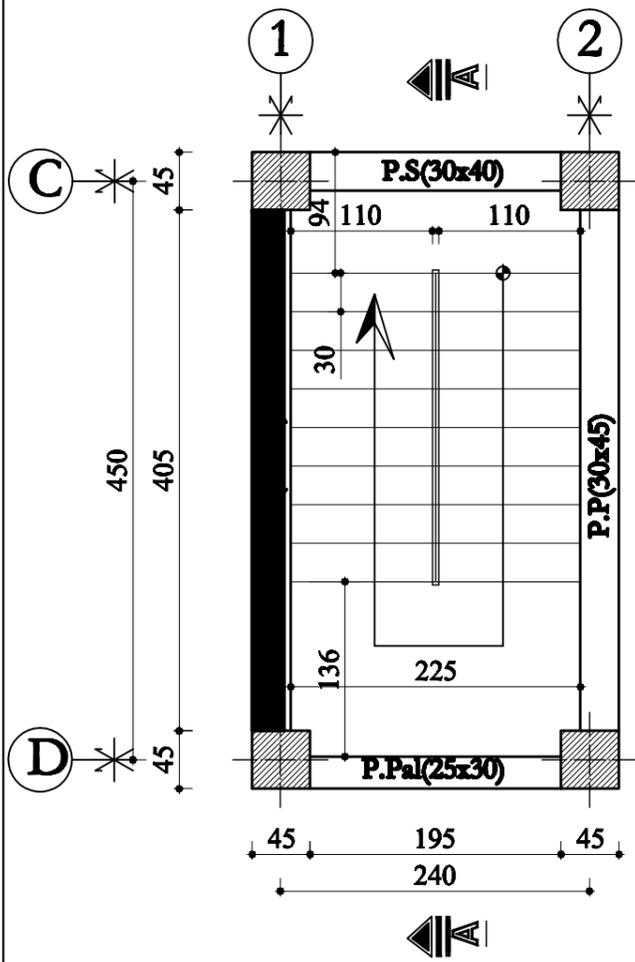


Ferrailage V.2 Zone III :

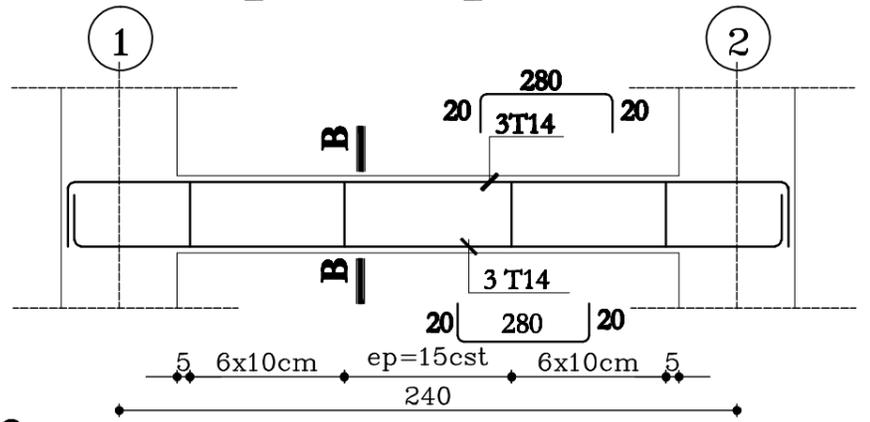




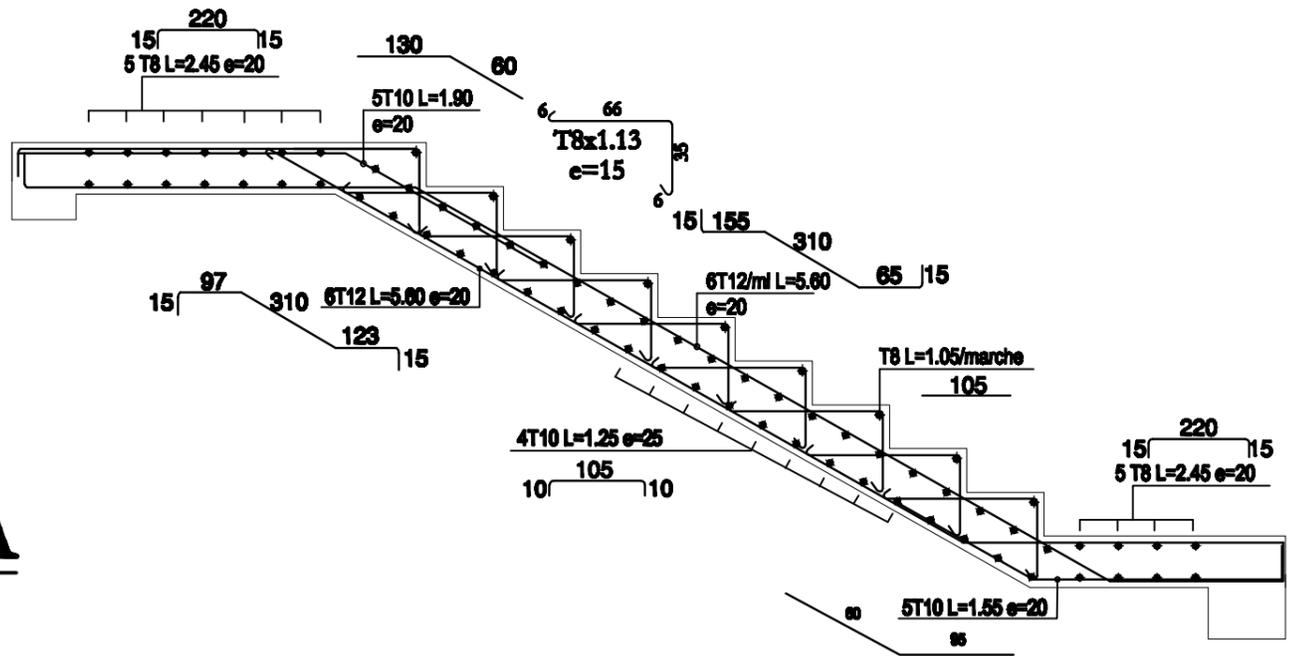
Vue en plan Escalier



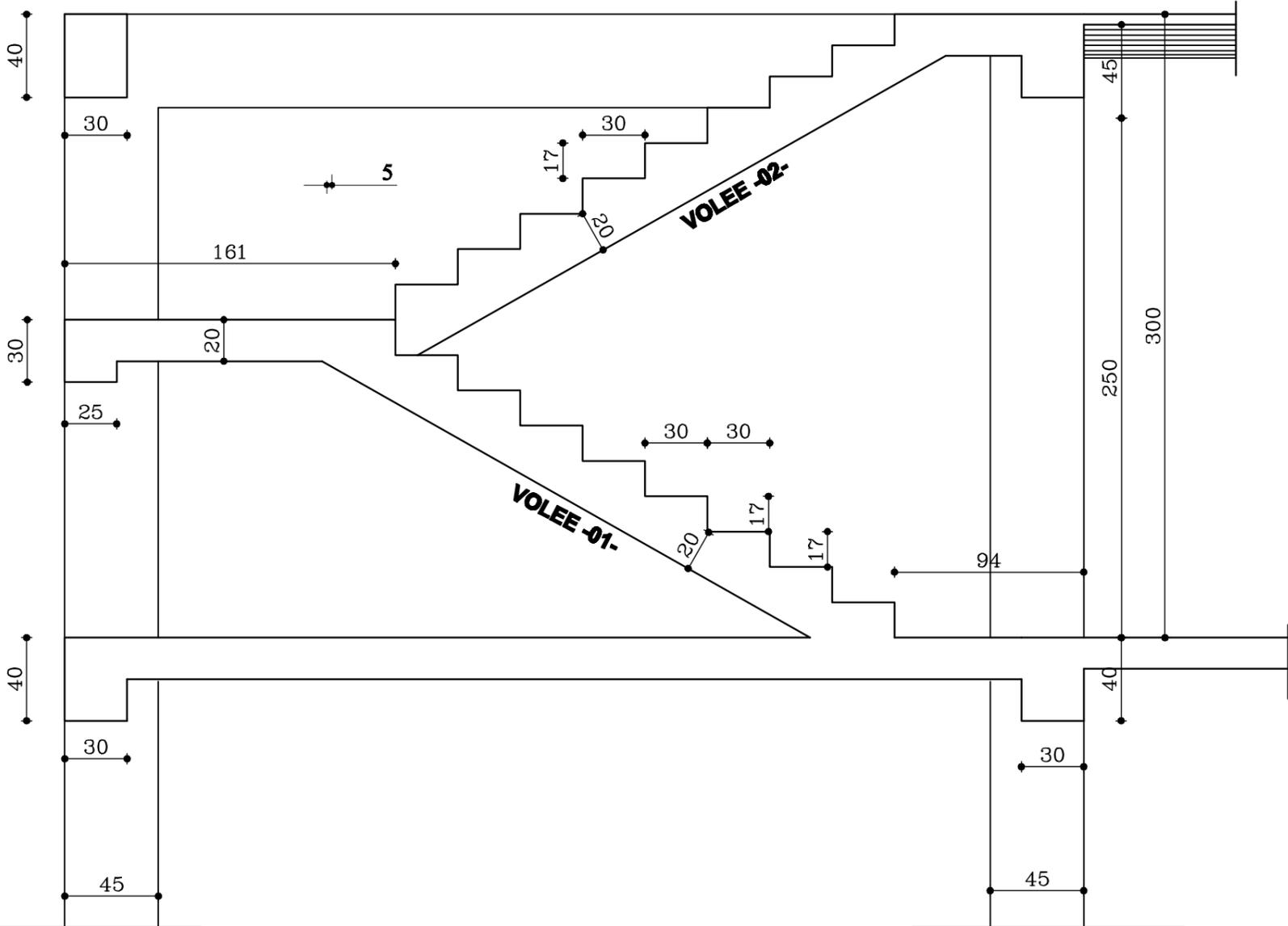
Ferr poutre paliere



VOLEE -02- VOLEE -01-



COUPE A--A



CONCLUSION GENERAL

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi, nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

Ensuite, les résultats techniques et les illustrations trouvées via des logiciels de haute performance nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Ainsi, nous avons pu émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Enfin, espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.*
- *BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).*

Logiciels :

- *Logiciel ETABS 9.7.1.*
- *Logiciel de ferrailage SOCOTEC.*
- *EXCEL 2007.*
- *WORD 2007.*
- *AUTOCAD 2009.*

Ouvrages :

- *Abaques du Béton Armé.*
- *Cours et TD (MDS, RDM, Béton)*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*