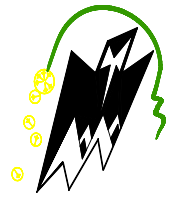




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En Vue d'obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Construction civile et industrielle*

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage
D'habitation et commerciale contreventé par
des portiques/voiles avec interaction
(Modélisé avec ETABS)*

Réalisé par

-HAMDI CHAFAA
-ABDON NADIA

Dirigé par

M^r : K. BENYAHYI

Année 2023/2024

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à ALLAH le tout Puissant qui nous a donné la force, le courage la volonté et la patience nécessaire pour poursuivre nos études et mener à bien ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie notre promoteur Mr **BEYAHİ KARİM** et Mr **Messass Amar** pour leurs sollicitudes avec lesquels ils ont suivies et guidés ce travail.*

Nos sincères remerciements aux personnels de la bibliothèque de génie civil.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail. Leur engagement à examiner notre projet.

Enfin, nous souhaitons à remercier aussi tous ceux qui de près ou de loin nous a apporté aide et encouragement.

Qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail a

Mes chers parents qui ont été toujours à mes côtés et m'ont toujours soutenu tout au long de ces longues années d'études. En signe de reconnaissance, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma profonde gratitude pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts et de moyens pour me voir réussir dans mes études.

Mes frères mes sœurs et a toutes ma familles, source de joie et de bonheur.

A tous mes amis tout particulièrement (Ghiles, Abdou, Rabah , Ouahab , Abdou , Hafid , Tahar houari , Mouh la puissance , Salah, Aziz, Azouaou, Mhamed, et a tous mes amis de la promotion 2024 .

Avec tout mon amour et ma reconnaissance .

Chafaa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma chère mère et mon cher père

Votre amour, votre soutien et vos encouragements ont été les fondations sur lesquelles j'ai réalisé ce mémoire. Votre foi en moi m'a inspiré à persévérer, et je ne pourrais être plus reconnaissant pour tout ce que vous avez fait pour moi. Ce modeste travail est dédié à vous, en signe de ma profonde gratitude et de mon amour éternel.

Sans oublier ma chère grand-mère qui n'a pas pu voir mon travail et qu'elle repose en paix,

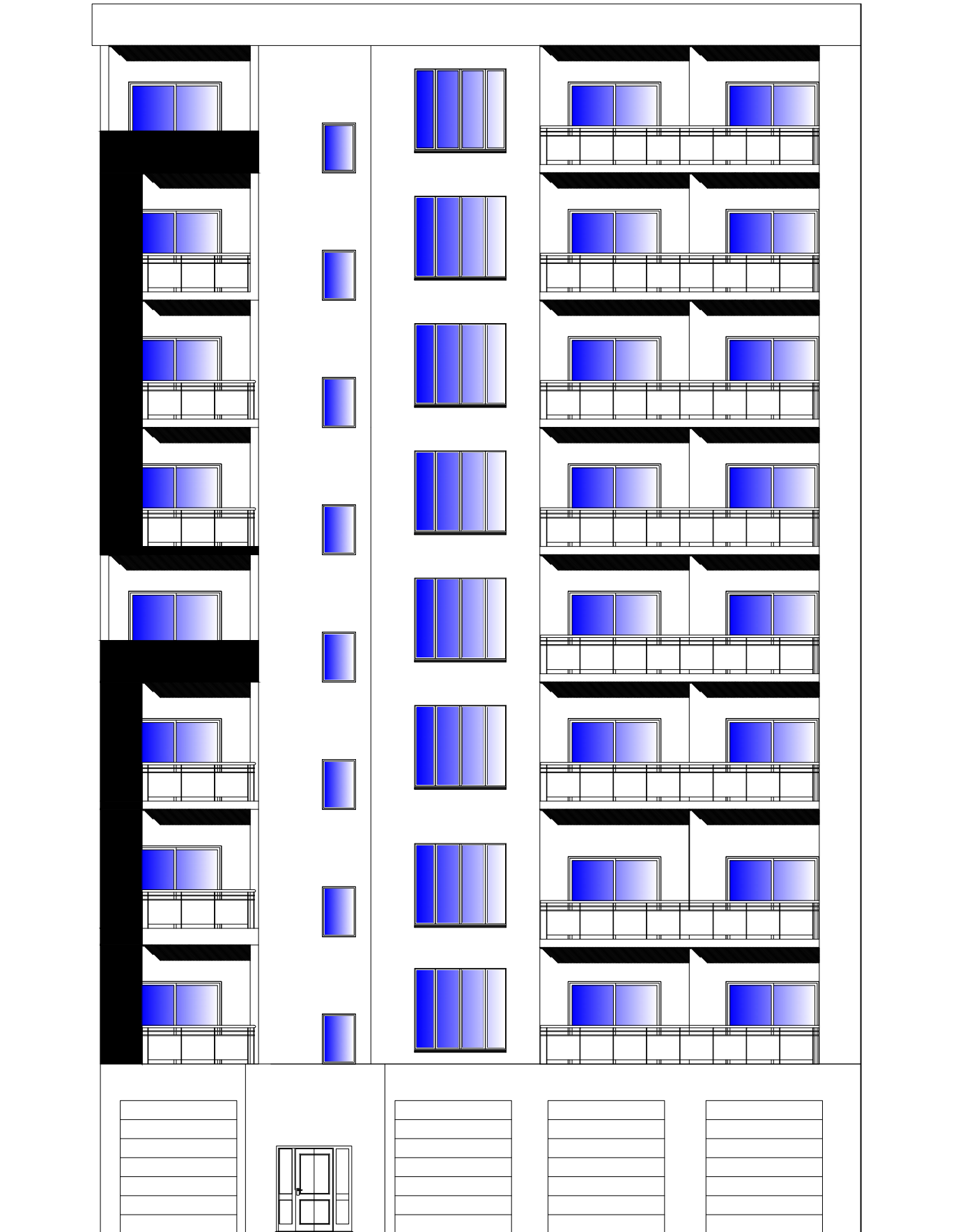
A mes chers frères Mohamed et Ismail, ma chère tante Nadia et à toute ma famille je suis reconnaissante d'avoir une famille aussi formidable et de pouvoir compter sur votre soutien indéfectible. Sans vous cette réussite n'aurait pas été possible. Merci du fond du cœur pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Je tiens également à exprimer ma profonde reconnaissance envers mon binôme chafaa qui a partagé avec moi les hauts et les bas de ce chemin académique.

A mes chers amis Ghiles, Rabah, Malik, ouahab, mes chères amis Nassima, Yasmine, Dehia votre amitié précieuse et votre soutien ont été des piliers essentiels tout au long de ce parcours. Merci d'avoir partagé cette expérience avec moi.

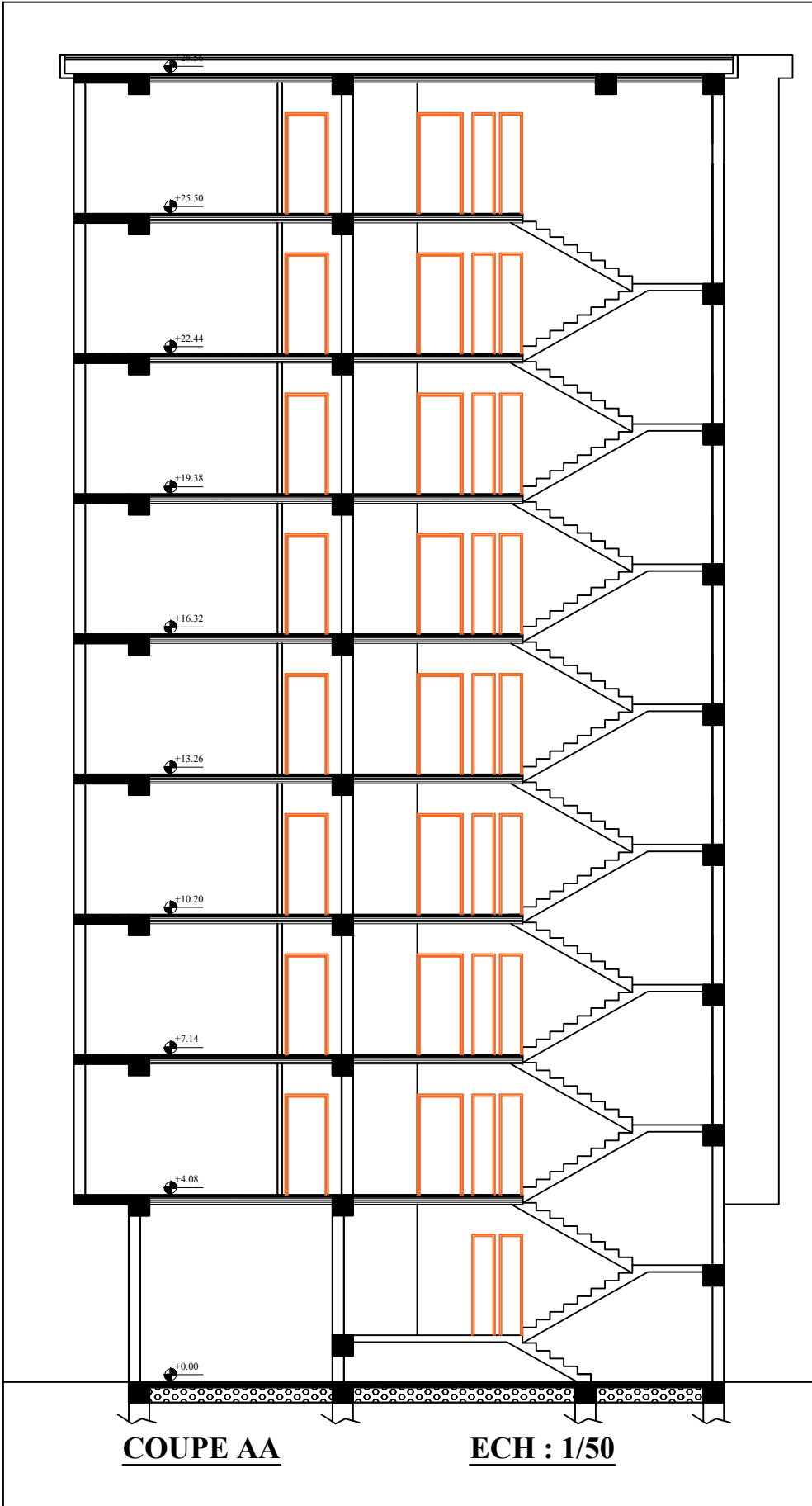
Avec tout mon amour et ma reconnaissance.

Nadia



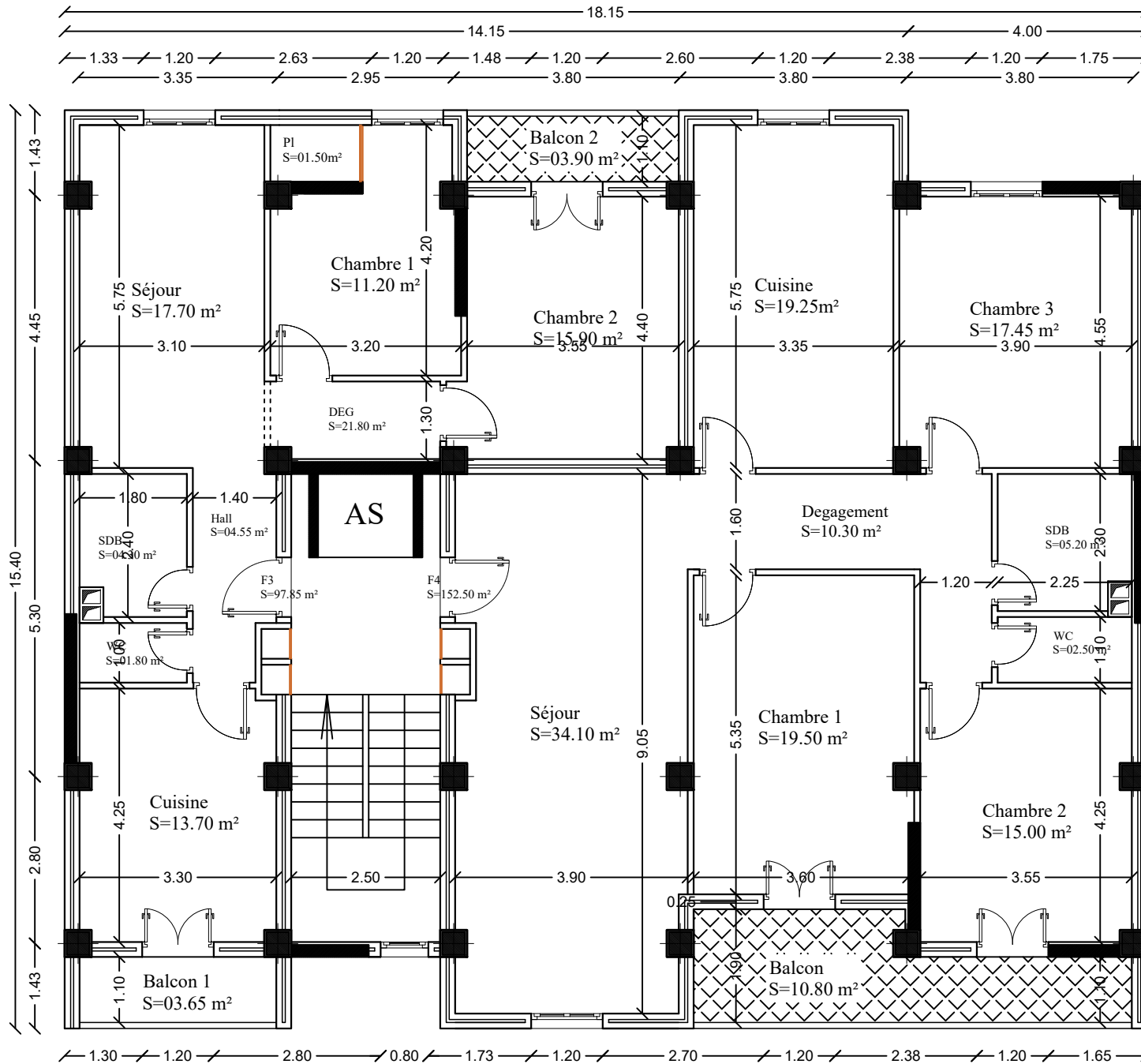
FACADE PRINCIPALE

ECH : 1/50



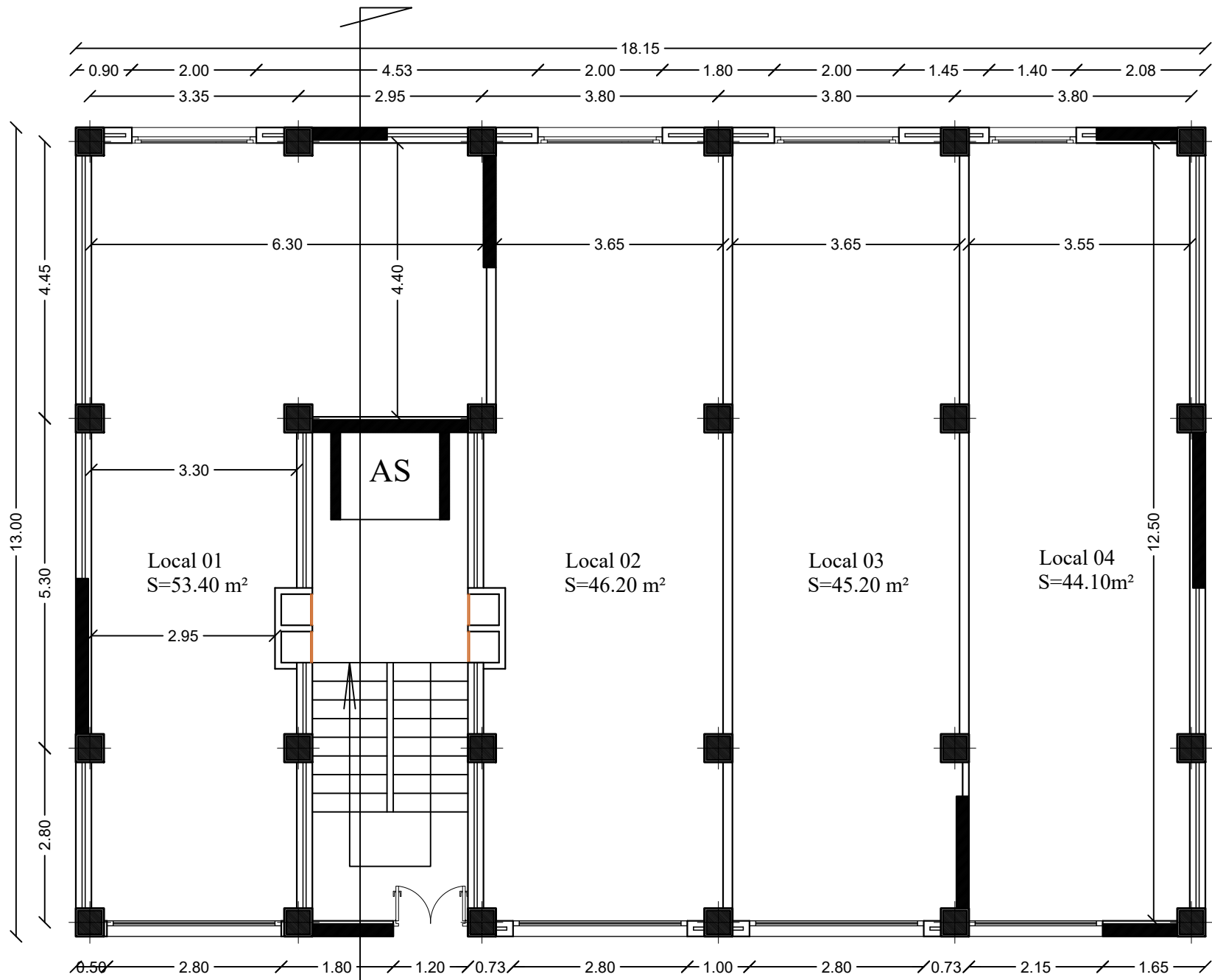
COUPE AA

ECH : 1/50



PLAN DU 1er ETAGE AU 8eme ETAGE

ECH : 1/50



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

ECH : 1/50

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I

I.1. Description de l'ouvrage :.....	1
I.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	1
I.3. Règlementation utilisée :.....	1
I.4. Les éléments de l'ouvrage :.....	2
I.4.1. Superstructure :.....	2
I.4.2. Infrastructure :.....	3
I.5. Les caractéristiques des matériaux :.....	4
I.5.1. Le béton :.....	4
I.5.2. Les aciers :.....	9
I.6. Les actions et sollicitations :.....	12
I.7. Conclusion :.....	14

CHAPITRE II

II. Introduction :.....	15
II-1 Le plancher :.....	15
II-2 Les Poutres :.....	16
II-2-1 Les poutres principales (les porteuses) :.....	16
II-2-2 Les poutres secondaires :.....	17
II-2-3 Vérification des exigences du RPA 99/2003 :.....	17
II. 3 Les voiles :.....	17
II.4 Dalle pleine :.....	19
II.5. Les poteaux :.....	20
II.5.1. Evaluation des charges et surcharges :.....	21
II.5.2 Poids propre des éléments :.....	26
II.5.3 Surcharges d'exploitations des éléments :.....	27
II.5.4 Loi de dégression des surcharges :.....	28
II.5.5. Vérification des sections des poteaux vis-à-vis des exigences du RPA.....	29
II.5.6. Vérification au flambement :.....	30

CHAPITRE III

III.1.Étude de l'acrotère :.....	31
III.1.1.Calcul de l'acrotère :.....	31
III.1.2.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :.....	31
III.1.3 Calcul des sollicitations (N, T et M) :.....	32
III.1.4 Combinaisons de charges :.....	32
III.1.5.Calcul du ferrailage de l'acrotère à L'ELU :	33
III.1.6.Vérification à l'ELU :.....	34
III.1.7. Vérification des contraintes à l'ELS :.....	36
III.1.8.Vérification de l'acrotère sous l'action des forces sismiques RPA.....	37
III.1.9. Conclusion :.....	37
III.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :.....	38
III.2.1. Définition :.....	38
III.2.2. Dimensionnement :.....	38
III.2.3. Détermination des sollicitations :	39
III.2.3.1. Moments engendrés par le système de levage :.....	39
III.2.3.2. Moment du poids propre de la dalle pleine :.....	41
III.2.3.3. Correction des moments:	42
III.2.4. Calcul des armatures :.....	43
III.2.5. Vérification à l'ELU :.....	44
III.2.6. Vérification à l'ELS :.....	46
III.2.7. Conclusion :.....	49
III.3.LES BALCON :.....	50
III.3.1. INTRODUCTION :.....	50
III.3.2. Détermination des charges et surcharges :.....	50
III.3.3. Calcul à l'ELU.....	51
III.3.4 Vérifications à l'ELU :.....	52

III.3.5. Vérifications à l'ELU :	54
III.3.6. Conclusion :	55
III.4.1. Calcul des planchers :	56
III.4.1.1. Introduction :	56
III.4.1.2. Plancher en corps creux :	56
III.4.1.2.1 Dalle de compression :	56
III.4.1.2.2 Calcul des poutrelles :	57
III.4.1.2.3. Calculs des armatures :	69
III.4.1.2.4. Vérification à l'ELU :	71
III.4.1.2.5. Calculs à l'ELS :	73
III.4.1.2.6 Vérification des contraintes A l'ELS	77
III.4.1.3. Conclusion :	81
III.5. Plancher en dalle pleine :	82
III.5.1. Calcul des moments fléchissant :	82
III.5.2. Calcul des armatures a l'ELU :	83
III.5.3. Vérifications a l'ELU :	85
III.5.4. Vérification à l'ELS :	87
III.6. Les escaliers :	90
III.6.1. Introduction :	90
III.6.2. Calcul de l'escalier :	90
III.6.3. Epaisseur de la paillasse :	91
III.6.4. Détermination des charges et surcharges :	92
III.6.5. Calcul des efforts internes :	93
III.6.6. Calcul À l'ELU	94
III.6.7. Vérification à ELU :	97
III.6.8. Calcul À l'ELS :	99
III.6.9. Vérification à ELS :	101

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction :	105
IV.2. Choix de la méthode de calcul :.....	105
IV.2.1. Principe de la méthode :	105
IV.2.1.1. Vérification de la participation massique:	106
IV.2.1.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :.....	106
IV.2.1.2.1. Facteur de qualité :	107
IV.2.1.2.2. Justification de système de contreventement :	109
IV.2.1.2.3. Facteur d'amplification dynamique moyen :.....	116
IV.2.1.2.4. Poids total de la structure : WTot	117
IV.2.1.3. Calcul des déplacements relatifs :	118
IV.2.1.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :.....	119
IV.2.1.5 Vérification de l'effet P-Delta :	121
IV.2.1.6 vérifications de la stabilité au renversement :	122
IV.3. Conclusion :	123

CHAPITRE V

V.1. Les poutres :.....	124
V.1.1 introduction :.....	124
V.1.2. Recommandations du RPA 99	124
V.1.3. Calcul des armatures	125
V.1.4. Vérification à l'ELU :.....	128
V.1.5. Vérification à l'ELS :.....	131
V.2. Les poteaux	133
V.2.1. Introduction.....	133
V.2.2. Recommandations du RPA99/2003 (Article 7.4.2)	133
V.2.3. Calcul des armatures	135
V.2.4. Vérifications à ELU	140
V.2.5. Vérifications à ELS :.....	142

V.3. Les voiles	143
V.3.1. Introduction :.....	143
V.3.2 Recommandations du RPA 99/2003 pour le ferrailage des voiles	143
V.3.3 Calcul des armatures	144
V.3.4 Vérifications.....	147

CHAPITRE VI

VI.1. Introduction	197
VI.2. Choix du type de fondations.....	197
VI.2.1. Semelles isolées.....	197
VI.2.2. Semelles filantes	198
VI.2.3. Radier général.....	200
VI.2.3.1. Pré-dimensionnement	200
VI.2.3.2. Surface du radier :.....	202
VI.2.3.3. Sollicitations à la base du radier	203
VI.2.3.4. Vérifications	204
VI.3. Ferrailage du radier.....	207
VI.3.1. Ferrailage de la dalle du radier	207
VI.3.2. Vérifications à l'ELU	210
VI.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	211
VI.3.4. Ferrailage du débord.....	212
VI.3.5. Ferrailage des nervures	213
VI.3.6. Vérifications à l'ELU	218
VI.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	221

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton a l'ELU.....	8
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton a l'ELS.	9
Figure I.3 : Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier	11

CHAPITRE II

Figure II.1 : Illustration d'un Plancher en corps creux 16+4	16
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation.	18
Figure II.3 : Conditions de rigidité aux extrémités des voiles.....	19
Figure II.4 : Coupe du plancher terrasse inaccessible en corps creux	21
Figure II.5 : Coupe du plancher étage courant en corps creux	22
Figure II.7 : Coupe verticale du mur intérieur	25
Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	26

CHAPITRE III

Figure III.1.1 Coupe transversale d'un acrotère	31
Figure III.1.2. Diagramme des efforts internes à L'ELU	32
Figure III.1.3. Schéma de la section du calcul de l'acrotère	33
Figure III.2.1 : Schéma ascenseur	38
Figure III.2.2 Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen	40
Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un balcon.	50
Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.	51
Figure III.3.3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.	54
Figure III.4.1. Coupe d'un plancher en corps creux.....	56
Figure III.4.2. Coupe vertical de la poutrelle	59
Figure III.4.3 : schéma de la poutrelle a 5 travées.....	62
Figure III.4.4 Diagrammes des effort interne L'ELU	66
Figure III.4.5 : Diagrammes des efforts internes à L'ELU	68
Figure III.4.6 : Diagrammes des efforts internes à L'ELU	69
Figure III.4.7 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS	75
Figure III.4.8 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS	76
Figure III.4.9 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS	77

Figure III.6.1 : Terminologie d'un escalier.	90
Figure III.6.2 : Schéma du 1 ^{er} type d'escalier.	91
Figure III.6.3 : Schéma du 2 ^{ème} type d'escalier.	92
Figure III.6.4 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	94
Figure III.6.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	95
Figure III.2.6 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.	99
Figure III.6.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	100

CHAPITRE VI

Figures VI.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.	213
Figures VI.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU sens longitudinal.	217
Figures VI.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU sens transversale.....	217
Figures VI.4 : diagramme des fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).	221
Figures VI.5 : diagramme des fléchissant à l'ELS (sens transversale).....	221

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1. Vérification des conditions du RPA 99/2003	17
Tableau II.2 : charges revenants (G) au plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau II.3 : Charges revenants (G) au plancher étage courant.....	22
Tableau II.4 : charges revenants (G) au plancher dalle pleine.....	23
Tableau II.5 : Charges revenants (G) au balcon terrasse	23
Tableau II.6 : Charges revenants (G) aux murs extérieurs	24
Tableau II.7 : Charges revenants (G) aux murs intérieurs	25
Tableau II.8. Charges d'exploitation	25
Tableau II.9. Coefficients de dégression des charges	28
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la descente des charges	29

CHAPITRE III

Tableau □.2.1: Calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine	44
Tableau III.6.1 : Détermination du poids propre de la volée.	92
Tableau III.6.2 : Détermination du poids propre du palier.	93

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: le taux de participation massique	106
Tableau IV.2 : Valeurs de pénalités P_q	109
Tableau IV.3 : Efforts tranchants à la base du bâtiment.	118
Tableau IV.4 : déplacements relatifs des portiques par niveaux (x-x).....	118
Tableau IV.5 : déplacements relatifs des portiques par niveaux selon (y-y)	119
Tableau IV.6 : justification vis-à-vis de l'effort P-Delta selon (x-x).....	121
Tableau IV.7 : justification vis-à-vis de l'effort P-Delta selon (y-y)	122

CHAPITRE V

Tableau V.1.1 : pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres	125
Tableau V.1.2 : déterminations des armatures longitudinales des poutre principales	126
Tableau V.1.3 : déterminations des armatures longitudinales des poutre secondaires	127
Tableau V.4 : vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales	131
Tableau V.5 : vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires	131

Tableau V.2.1 : Pourcentage total des acier longitudinaux des poteaux.....	134
Tableau V.2.2 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.	135
Tableau V.2.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.	137
Tableau V.2.4 : Valeur de « λg » et « ρ » pour les différentes sections des poteaux.	138
Tableau V.2.5 : section minimale des armature transversales	138
Tableau V.2.6 : Détermination des armatures transversales des poteaux.	139
Tableau V.2.7 : Hauteur de la zone nodale.	140
Tableau V.2.8 Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentielles.	140
Tableau VI.2.9 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.	141
Tableau V.2.10 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux. ..	142
Tableau V.3.1 : Détermination du ferrailage des voiles «VL1 » Zone I.....	148
Tableau V.3.2 : Détermination du ferrailage des voiles «VL1 » Zone II.	150
Tableau V.3.3 : Détermination du ferrailage des voiles «VL1 » Zone III.	151
Tableau V.3.4 : Détermination du ferrailage des voiles «VL2 ».	153
Tableau V.3.5 : Détermination du ferrailage des voiles «VL3 ».	154
Tableau V.3.6 : Détermination du ferrailage des voiles « VT1 »zone I	155
Tableau V.3.7 : Détermination du ferrailage des voiles « VT1 » zone II.	157
Tableau V.3.8 : Détermination du ferrailage des voiles « VT1 »zone □	158
Tableau V.3.9 : Détermination du ferrailage des voiles « VT2 »	159
Tableau V.3.10 : Détermination du ferrailage des voiles « V1/AS, V2/AS, V3/AS »	161

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.	198
Tableau VI.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.	199
Tableau VI.3 : Détermination du poids propre du radier.....	203
Tableau VI.4 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.....	210
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	212
Tableau VI.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).....	215
Tableau VI.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	215
Tableau VI.8 : Résultats du calcul des armatures des nervures.....	218
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.....	222

Les ingénieurs en génie civil sont responsables de la conception, de la construction, de la maintenance et de la réhabilitation des structures. Ils doivent considérer les matériaux appropriés, la géométrie, les connexions, les charges, la sécurité, les coûts et les conditions environnementales pour assurer la robustesse et la longévité de la structure.

Le développement économique dans les pays industrialisés, privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Sous l'action sismique, la structure doit être conçue et construite pour résister aux forces de balancement et de torsion créées par les mouvements tectoniques. Des solutions spécifiques, telles que l'utilisation de mécanismes d'isolation sismique, peuvent être utilisées pour minimiser les dommages et protéger les occupants de la structure. L'ingénierie sismique est donc une discipline importante qui vise à assurer la sécurité des bâtiments et des infrastructures face à des catastrophes naturelles potentielles. En fin de compte, il est essentiel que les professionnels de la construction comprennent les principes de l'ingénierie sismique et appliquent les normes les plus élevées pour garantir la sécurité des personnes, des biens et des communautés dans les zones à risque sismique.

En générale, une structure en béton armée peut offrir une grande résistance et une grande durabilité en raison de la combinaison de deux matériaux, le béton et l'acier, qui se complètent mutuellement. L'acier est utilisé pour renforcer le béton et le rendre résistant aux contraintes de compression et de traction dues aux charges. La qualité de la conception, de la mise en œuvre et de la maintenance de la structure est cruciale pour garantir sa performance dans le temps. Il est donc essentiel de respecter les normes et les réglementations en vigueur et de faire appel à des professionnels qualifiés pour concevoir, construire et inspecter la structure en béton armée. En fin de compte, une structure en béton armée bien conçue, construite et entretenue peut offrir une résistance et une sécurité élevées pour les occupants et les biens.



Chapitre I : généralité

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (R+8) à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne qui ne dépassant pas 48 m de hauteur) (**Annexe I – art 3.2 du RPA 99/ modifié 2003**). Elle sera implantée à TIZI-OUZOU commune de TIZI-OUZOU, classée comme étant une zone de sismicité moyenne Zone II a (**Annexe I – Art 3.1**) selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99/ modifié 2003**).

La structure est composée :

- Rez-de-chaussée à usage commercial
- 8 étages courants à usage d'habitation
- Une terrasse inaccessible

I.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Il est indispensable à l'ingénieur en génie civil de respecter les caractéristiques géométriques de l'ouvrage lors de la réalisation.

- Longueur totale : 18,15 m
- Largeur totale : 15,40 m
- Hauteur totale sans acrotère : 28 ,56m
- Hauteur d'étages : 3,06 m
- Hauteur du RDC : 4,08 m
- Hauteur de L'acrotère : 0,50 m

I.3. Règlementation utilisée :

L'étude se fera conformément aux règles suivantes :

- Règlement parasismiques Algériennes (RPA 99 / modifier 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.

- **Caractéristiques mécaniques du sol :**

Le calcul des fondations est en fonction du rapport géotechnique du sol et des

recommandations du Centre de Génie Parasismique (CGS).

- La contrainte admissible du sol d'assise est $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$, et sa raideur $K=40\text{Kg/cm}$ (sol de densité) selon le rapport géotechnique.
- Aucune présence de nappe phréatique

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1. Superstructure :

- **L'Ossature :**

Elle est constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

Contreventement par portiques : C'est un système constitué de poteaux et poutres, dont le rôle est de reprendre, principalement, les sollicitations dues aux charges verticales.

Contreventement par voiles : c'est un système composé par des éléments verticaux en béton armé disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et verticales, son rôle est la reprise des principales sollicitations horizontales, et les transmettre aux fondations.

- **Les Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils ont pour fonction de supporter les charges et les surcharges et les transmettre aux éléments porteurs, ils permettant aussi une isolation thermique et acoustique. On distingue deux types :

- **Planchers en corps creux :**

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression.

- **Planchers en dalle pleine :**

Sont des éléments en béton armé, coulés sur un coffrage plat, il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter. Prévu lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

- **Cage d'ascenseur :**

C'est un appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine d'un niveau à un autre.

- **L'escalier :**

Elément constitué d'une série de marches et contre marches, et des volées reposant sur des paliers de repos, permettent de se déplacer d'un niveau à un autre.

- **Les Consoles :**

En génie civil, une console c'est un élément plan en porte-à-faux, soit par exemple une poutre isostatique encastrée à une de ses extrémités.

- **Acrotère :**

Le bâtiment a une terrasse inaccessible qui sera entourée d'un acrotère de 50 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

- **La Maçonnerie :**

La maçonnerie est en briques creuses pour cet ouvrage, On distingue deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** sont en doubles cloisons en briques creuses de 20 cm, et d'une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Les Revêtements :**

Ce sont des éléments indispensables pour le confort. On utilisera dans l'ouvrage les éléments suivants :

- **Revêtement horizontal :** En plâtre et enduit pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- **Revêtement vertical :** En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre et enduit pour les murs intérieurs et extérieurs et en céramique pour les salles d'eau

I.4.2. Infrastructure :

- **Les Fondations :**

Les fondations sont des éléments qui se situent à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges engendrées par la superstructure au sol. On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles : semelle isolée, semelle filante (continue) ou radier générale .
- Fondation semi-profondes : puits
- Fondation Profondes : pieux

I.5. Les caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier sont deux matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage, ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et à la traction pour les aciers, ils doivent répondre aux règlements parasismiques algérien RPA 99 / version 2003 et le règlement de béton armée aux états limites BAEL 91 / version 99.

I.5.1. Le béton :

Le béton est le matériau le plus utilisé dans les constructions des ouvrages (bâtiment, barrage, stade, routes, ouvrages d'arts...). C'est un matériau artificiel de nature généralement minérale, composée de granulat : de gravier et de sable, réuni entre eux au moyen d'un liant hydraulique tel que le ciment. C'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange.

a) Résistance caractéristique du béton a la compression :

Le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression a 28 jours d'âge, il varie en fonction de diamètre des granulats et de dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage. Cette résistance caractéristique à la compression (f_{c28}) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axial sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur 32 cm et d'un diamètre de 16 cm (**Art A.2.1.11 de BAEL 91/ version 99**)

- Pour $j \leq 28$ jours :

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

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

- Pour $j > 28$ jours : Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Le béton qui sera mis en œuvre dans cet ouvrage à une résistance caractéristique à la compression de 25 MPA à 28 jours.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression. Elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL91 - art A.2.1, 12})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow$ On aura : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPA} .$

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique due à la traction à (j) jours en MPA (N/mm²).

f_{cj} : Résistance caractéristique due à la compression (j) jours en MPA (N/mm²).

c) Module d'élasticité :

C'est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux type :

1. Module de déformation longitudinal :

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale est la constante qui relie la contrainte de traction ou de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

a) Le module de déformation longitudinale instantanée :

D'après l'article **A.2.1,21 BAEL 91/ version 99** Lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24h, le module de déformation longitudinale instantanée du béton est égal à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ [MPa]

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA}$

b) Le module de déformation longitudinal différée :

D'après l'article (**BAEL 91/ A.2.1,21**), Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPA}$$

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPA}.$

Module de déformation transversale (G) :

La valeur du module d'élasticité transversale G est de :

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

Avec :

V : Coefficient de poisson.

E : Module de YOUNG.

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (A.2.1,3 du BAEL 99) :

. $\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

. $\nu = 0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

d) Fluage du béton :

Les déformations différées des bétons, et notamment mécaniques comme le fluage sous contrainte, peuvent mettre en cause la durabilité des ouvrages. Dans le cas des structures isostatiques, ces déformations différées, notamment les flèches, sont incompatibles avec le bon fonctionnement en service des ouvrages. Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton, elle subit une déformation instantanée au moment du chargement, et une déformation différée (qui se prolonge au cours du temps). Cette déformation différée est appelée : **fluage**.

Le fluage dépend des paramètres suivants :

- Valeur de la charge appliquée
- Caractéristiques mécaniques du béton, en particulier son module d'élasticité
- Conditions ambiantes
- Âge auquel est appliqué la charge : plus le béton est chargé tardivement moins il flue.

e) Phénomène de retrait :

Le retrait est un phénomène qui affecte les matériaux fabriqués à base de ciment et d'eau. Il s'explique par les contraintes sur les matériaux de construction en ciment et apparaît lorsque la résistance de ces dernières est dépassée. Ce phénomène se produit dès la mise en œuvre du béton, pendant sa prise et son durcissement et se développe au cours du temps.

f) Notions des états limites :

La notion d'état-limite se traduit essentiellement au niveau des critères de calcul, par des coefficients partiels de sécurité qui prennent en compte les différentes incertitudes liées aux actions appliquées, aux propriétés des matériaux et à la qualité de la réalisation de l'ouvrage.

On distingue deux états limites :

- Etat Limite Ultime (ELU)
- Etat Limite de Service (ELS)

❖ Hypothèse de calcul a L'ELU et a L'ELS :

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (Théorie de Navier-Bernoulli).
- La résistance du béton à la traction est considérée comme nulle (négligeable).
- Par adhérence il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et béton en contact.
- Raccourcissement ultime du béton : $\varepsilon_{bu} = 3,5\%$ en flexion et $\varepsilon_{bu} = 2\%$ en compression
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.

a) Etat Limite Ultime (ELU) :

C'est un état au-delà duquel, le bâtiment n'est plus exploitable, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. Il doit être justifié vis-à-vis de trois conditions :

- Etat limite de l'équilibre statique (renversement)
- Etat limite de résistance des matériaux
- Etat limite de stabilité (flambement).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (**A.4.3,41 du BAEL 91**) :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$ (En situation accidentelle).

θ : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$$\theta = 1 \text{ (Pour } t > 24 \text{ h).}$$

$$\theta = 0.9 \text{ (Pour } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h).}$$

$$\theta = 0.85 \text{ (Pour } t < 1 \text{ h).}$$

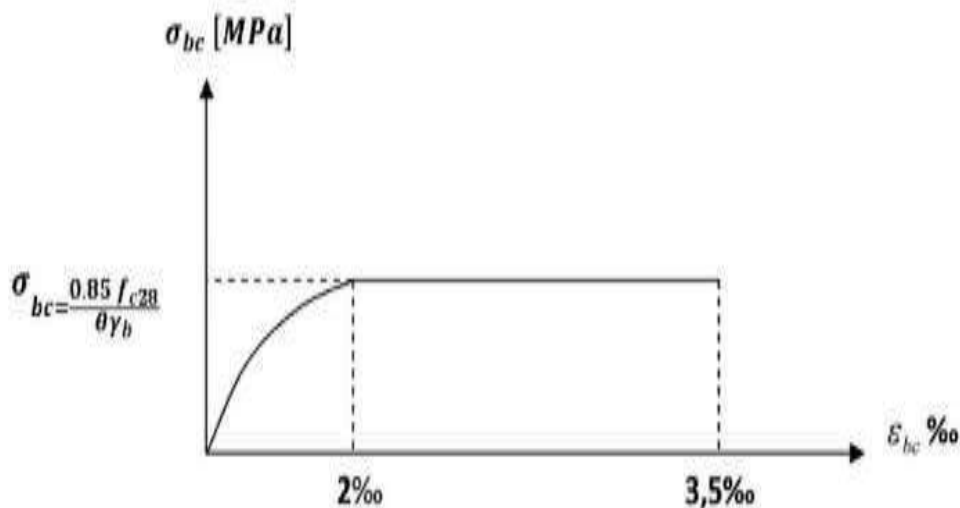


Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

- Le diagramme est composé d'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2‰ (Etat élastique).
- Et d'une partie rectangulaire comprise entre $2\text{‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ (Etat plastique).

b) Etat limite de service :

L'état limite de service consiste à vérifier pour les éléments de la structure que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement. C'est un état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, rupture des matériaux). D'après l'article **(A.4.5,2 du BAEL 99)** la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0.6f_{cj}$.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

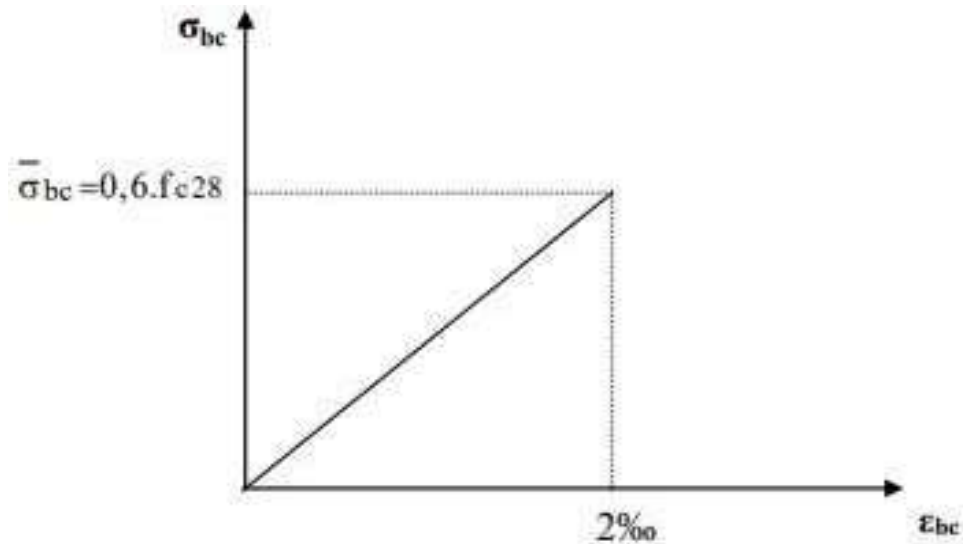


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Le diagramme est sous forme d'une droite où la déformation relative est limitée à 2‰ (Etat élastique)

c) Contrainte limite de cisaillement :

Les justifications des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{Article 5.1,1 du BAEL 99})$$

Avec :

- v_u : effort tranchant dans la section étudiée à l'ELU.
- b_0 : largeur de la section cisailée.
- d : hauteur utile ($d = 0,9h$ qui est la position des aciers tendus).

➤ Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible) : $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$

Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

I.5.2. Les aciers :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, son rôle est de résister sous les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, auxquels le béton ne résiste pas. Les aciers sont distingués par leur nuance et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

➤ **Les aciers à haute adhérences (HA) :**

Selon **Art.7.2.2 du RPA 99 / version 2003**, excepté pour les armatures transversales, les armatures pour le béton armé des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à **500 MPa**, l'**allongement** total relatif sous charges maximales spécifiée doit être supérieur ou égale à 5%.

➤ **Les Treillis soudés (TS) :** c'est des quadrillages en files, se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement, de nuance FeE500. (TLE 520)

→ Dans notre cas, on utilisera deux types d'aciers :

- Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- Treillis soudé TS520 ($\Phi < 6$ mm), dont la limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

a) Module d'élasticité longitudinale :

C'est une caractéristique de quantité d'un matériau, qui exprime la relation entre la contrainte et la déformation, sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (E_s) est donné par l'article (**BAEL 91 A.2.2,1**) comme suit : $E_s = 200000$ MPa .

b) Coefficient de poisson :

Le Coefficient de poisson des aciers pris égale à 0,3, sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier

c) La limite d'élasticité de l'acier (Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99):

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- γ_s : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_s = 1.15$ pour la situation durable.
- $\gamma_s = 1.00$ pour la situation accidentelle.
- $\sigma_{st} = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400.

❖ **Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 99)**

Ce diagramme est valable pour tous les aciers quelques soient leurs modes d'élaboration. L'allongement maximal de l'acier est limité à 90‰

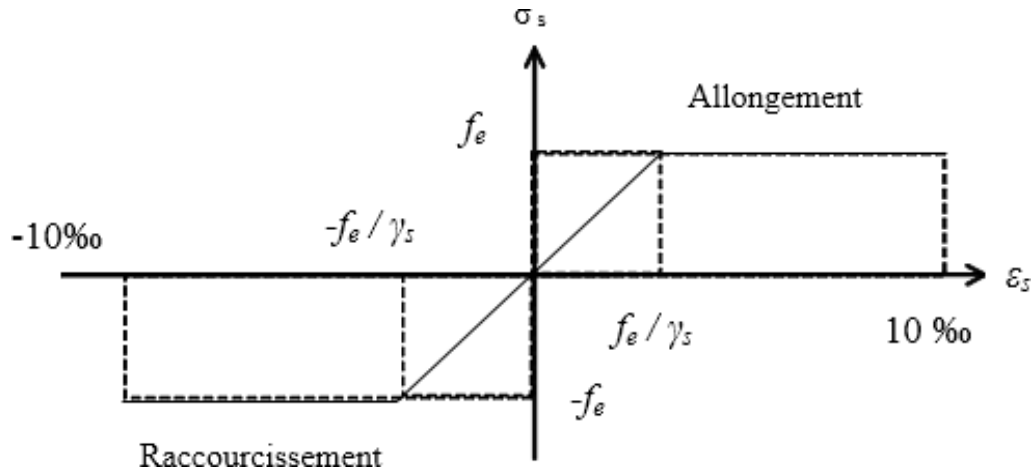


Figure I.3 : Diagramme de calcul contraintes –déformation de l'acier

➤ **Contrainte admissible à ELS : (Art A.4.3,2 de BAEL91 / version 99)**

On distingue trois cas selon le type de fissuration considéré :

- **Fissuration peu nuisible ou peu préjudiciable : (Art A.4.5, 32 BAEL91)**

Cas d'éléments non exposés aux intempéries et au milieu agressif. Le BAEL91 précise qu'il s'agit d'éléments situés dans des locaux couverts fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), non soumis à des condensations ; dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5, 33 BAEL91)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments sont exposés aux intempéries, a des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergées en eau douce. Dans ce cas :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPA}$$

Avec :

η : le coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses

$\eta = 1.3$ pour les HA ($\emptyset < 6 \text{ mm}$)

$\eta = 1.6$ pour les HA ($\emptyset \geq 6 \text{ mm}$)

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

- **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL99)**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments sont exposés à un milieu agressif.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPA}$$

a) Protection des armatures : (Art A-7.2, 4 BAEL99)

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

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

I.6. Les actions et sollicitations :

1) Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, fluage, les variations de température, tassements) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques.

a) Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes, notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

b) Les actions variables (Q_i) :

Les actions variables, notées Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ; elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Actions de températures, du retrait...etc.

c) Les actions accidentelles (F_A) :

Les actions accidentelles, notées F_A , provenant de phénomènes rares avec une faible durée d'application citant :

- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Séisme

2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

- Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
- Situation accidentelle :
 - $G + Q \pm E$.
 - $0.8 G \pm E$.

I.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant le règlement parasismique algérien « **RPA99/ version 2003** » et les règles du « **BAEL 91 / modifié 99** ».



Chapitre II
Pré dimensionnement

II. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré avis sur les dimensions des éléments de la structure, c'est une étape importante qui doit être réalisée avec précautions et conformités avec les différents règlements afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage à savoir RPA99 /2003 et le BAEL91/99

Nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles, les dalles pleines et les poteaux.

II-1 Le plancher :

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

- Résistance : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Isolation : Les planchers assurent une isolation thermique et phonique entre les différents niveaux, ainsi que l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protection contre les incendies.
- Contreventement : Les planchers participent à la résistance des murs et des ossatures contre les efforts horizontaux.

➤ Plancher en corps creux :

Le plancher est composé de hourdis posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes sur les poutres principales (sens de la petite portée), le tout complété d'une dalle de compression ferrillée en treillis soudées.

D'après le BAEL (art B.6.8, 424) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (2.1)$$

h_t : Hauteur totale du plancher

L_{\max} : Portée maximale entre nœud d'appui dans le sens des poutrelles ($L_{\max} = L - b$)

Le RPA exige le min (b, h) ≥ 25 cm en zone IIa, on prend min = 25cm.

L : Distance entre-axe des poteaux.

Selon le plan on a : $L_{\max} = 380 - 25 = 355$ cm

$$h_t \geq \frac{355}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 15,77 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 20 \text{ cm}$

⇒ On opte pour un plancher de type $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

16 cm : épaisseur de corps creux (Hourdis)

4 cm : épaisseur de la dalle de compression

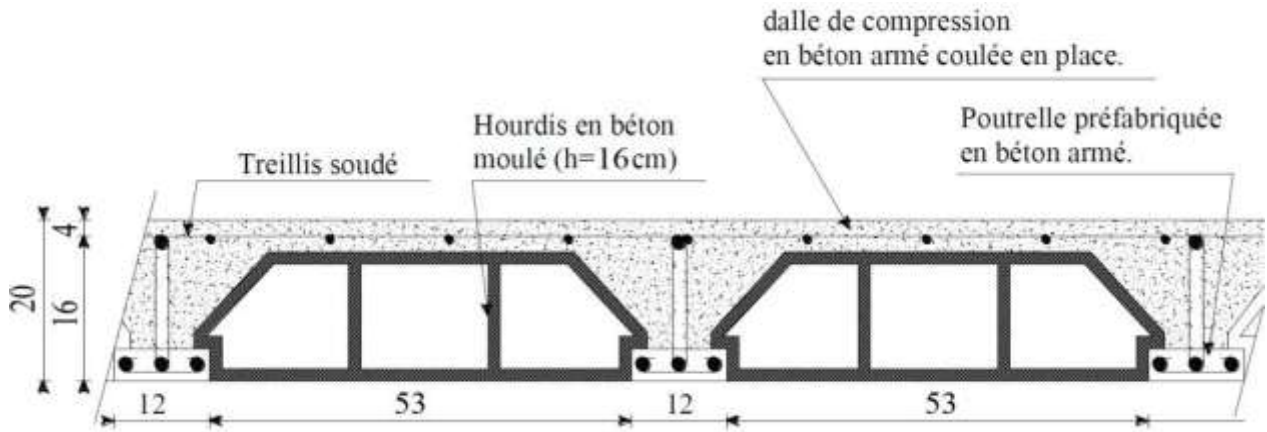


Figure II.1 Illustration d'un Plancher en corps creux 16+4

II-2 Les Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \tag{2.2}$$

II-2-1 Les poutres principales (les porteuses) :

L_{max} : Distance maximale entre-axes des poteaux

L : Portée libre de la poutre

En **zone IIa**, la largeur des poteaux est soumise à une exigence, elle doit être prise supérieure à **25 cm** (Art 7.4.1 du RPA99/2003)

- La hauteur de la poutre :

$$L = L_{max} - B = 530 - 25 = 505 \text{ cm}$$

$$\frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.66 \text{ cm} \leq h \leq 50.5 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour **h = 45 cm**

- La largeur de la poutre :
 $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$

⇒ On opte pour **b = 30 cm**

II-2-2 Les poutres secondaires :

- La hauteur de la poutre : $L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.66 \text{ cm} \leq h \leq 35.5 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour **h = 35 cm**

La largeur de la poutre : $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

⇒ On opte pour **b = 30cm**

II-2-3 Vérification des exigences du RPA 99/2003 :

Le règlement parasismique Algérien (RPA99 /2003) dans l'article (7.5.1) exige que les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.0 \end{array} \right\} \text{Art 7.5.1 RPA 99 / 2003}$$

Tableau II.1. Vérification des conditions du RPA 99/2003

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$b \geq 20\text{cm}$	30 cm	30 cm	Condition vérifiée
$h \geq 30\text{cm}$	45 cm	35 cm	Condition vérifiée
$h/b \leq 4,0$	1,5	1,16	Condition vérifiée

➤ Donc on opte pour les poutres les dimensions suivantes :

Poutres principales : 30 * 45 cm²

Poutres secondaires : 30 * 35cm²

II. 3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au séisme et au vent d'une part, et d'autre part reprendre une partie des charges verticales.

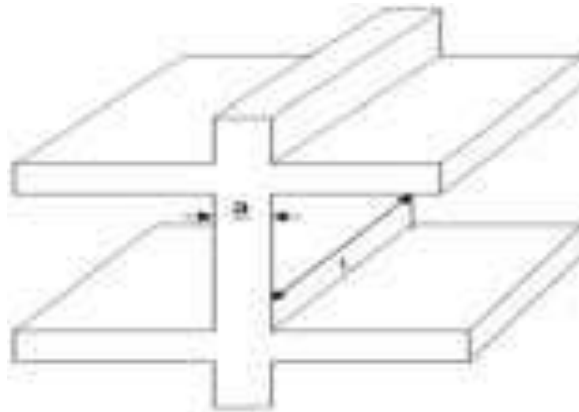


Figure II. 2 : Coupe de voile en élévation.

Selon le RPA 99 / 2003 L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (Art 7.7.1). L'épaisseur d'un voile est fonction des conditions de rigidité aux extrémités, sa valeur est donnée par le maximum des trois rapports

$$\text{Max} \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

Avec :

h_e : Hauteur libre de l'étage

a : Epaisseur du voile

Les conditions de rigidité aux extrémités considérés sont indiqués en Figure II.3

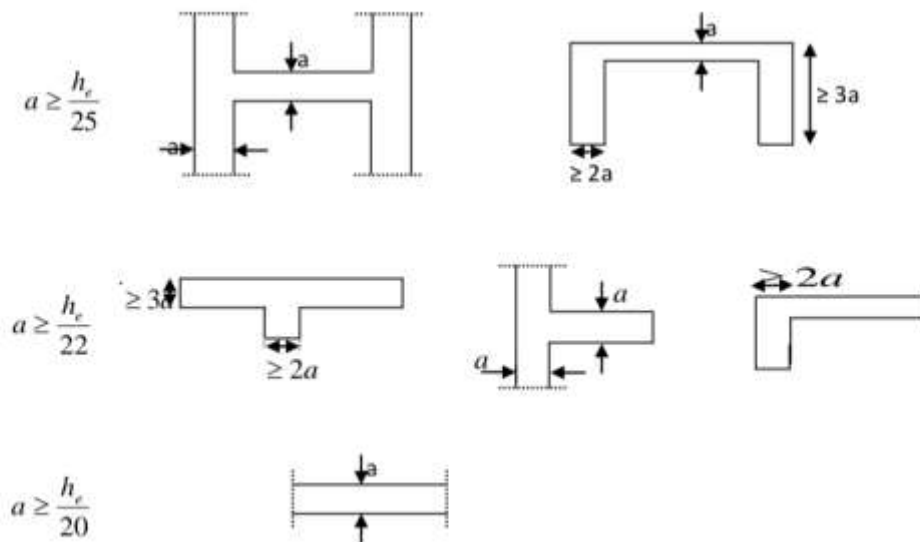


Figure II.3 : Conditions de rigidité aux extrémités des voiles**Rez-de-chaussée :**

$$h_e = h - h_{\text{poutre}}$$

$$h_e = 408 - 45 = 363 \text{ cm}$$

$$- a \geq \frac{he}{22} = \frac{363}{22} = 16,50 \text{ cm}$$

$$- a \geq \frac{he}{25} = \frac{363}{25} = 14,52 \text{ cm}$$

⇒ on opte pour une épaisseur : **a = 20 cm**

Etages courants:

$$h_e = h - h_{\text{poutre}}$$

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

$$- a \geq \frac{he}{22} = \frac{261}{22} = 11,86 \text{ cm}$$

$$- a \geq \frac{he}{25} = \frac{261}{25} = 10,44 \text{ cm}$$

⇒ on opte pour une épaisseur : **a = 20 cm**

- **Calcul de la longueur minimale de voile :**

La longueur (L) des voiles doit être au moins égale à quatre (04) fois son épaisseur (Art 7.7.1 de RPA99 /2003)

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 * 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$$

➤ Donc on opte pour les dimensions suivantes :

- Epaisseur de voile : a = 20cm

- Longueur minimale de voile : $L \geq 80 \text{ cm} = 0,8\text{m}$

II.4 Dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varie suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

A) Salle machine :

$$L_x = 140 \text{ cm} ; L_y = 160 \text{ cm} \Rightarrow \rho_x = \frac{140}{160} = 0,88$$

Alors : $0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens, l'épaisseur sera calculée par la formule :

$$e_p \geq \frac{Lx}{30} = \frac{140}{30} = 4,66 \text{ cm}$$

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

B) BALCON :

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (Art B.6.5.1 de BAEL 91/99).

$$h_t \geq \frac{L}{16} \Rightarrow h_t \geq \frac{120}{16} = 7,5 \text{ cm .}$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le (RPA99 / 2003) est de 12 cm ;

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

⇒ Donc on opte pour une épaisseur de 15 cm

II.5. Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera par la descente des charges pour le poteau le plus sollicité. Ils seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, avec un effort normal de compression axial (**NS**), qui sera repris uniquement par la section du béton. Avec : $N_s = G + Q$ (effort normal de compression revenant au poteau le plus sollicité).

➤ La section transversale est donnée par la relation suivante : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

- N_s : Effort de compression repris par les poteaux
- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS, donné par
 $\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{Mpa}$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux exigences du RPA 99/2003 [Art 7.4.1]

Pour un poteau rectangulaire en zone IIa, on a :

$$\left. \begin{array}{l} \square \text{ Min}(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ \square \text{ Min}(b; h) \geq \frac{h_c}{20} \\ \square \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right\} \text{ Art.7.4.1 du RPA 99 / 2003}$$

Remarque :

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99/2003) pour un poteau en (zone IIa) qui est de (25 x 25) cm².

II.5.1. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. D'une façon générale, les charges se répartissent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (portique - voile) appelées surfaces d'influences.

A) Charges permanentes :

Ces charges sont données par le DTR BC 2.2 pour les différents éléments suivants :

1) Plancher terrasse inaccessible corps creux :

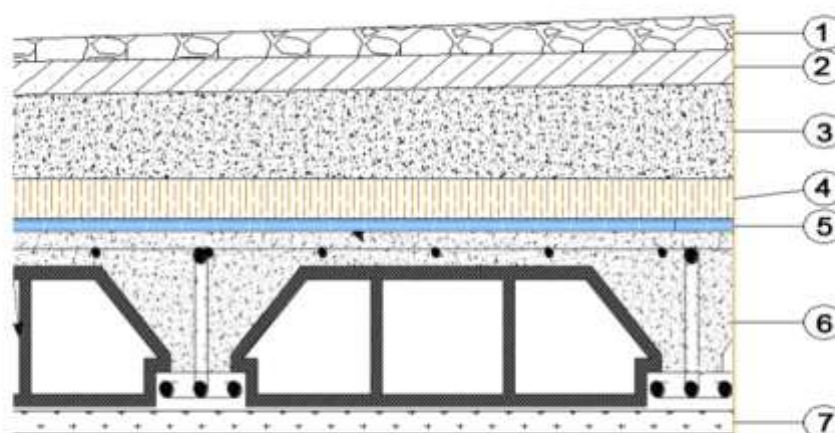


Figure II.4 : Coupe du plancher terrasse inaccessible en corps creux

Tableau II.2 : charges revenants (G) au plancher terrasse inaccessible

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN / m ²)
1	Gravillon roulé	0,05	18	0,90
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,20
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0,02
6	Plancher (16+4)	0,2	14	2,80
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 6,40 kN /m²

2) Plancher étages courants en corps creux :

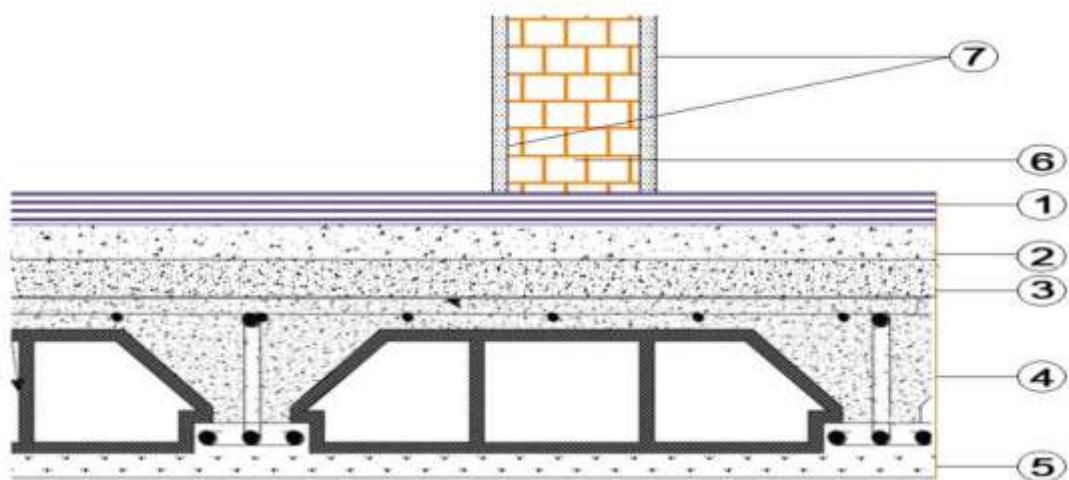


Figure II.5 : Coupe du plancher étage courant en corps creux

Tableau II.3 : Charges revenants (G) au plancher étage courant

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/ m ³)	Poids surfacique (kN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	plancher (16 + 4)	0,2	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Closions de séparation interne	0,1	10	0,9
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5,48 KN / m ²

3) Plancher dalle pleine :**Tableau II.4 :** charges revenants (G) au plancher dalle pleine

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/ m ³)	Poids surfacique (kN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Closions de séparation interne	0,1	10	0,9
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 6,43 KN / m ²

4) Balcons des étages courants :**Tableau II.5 :** Charges revenants (G) au balcon terrasse

N	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5,33 KN / m ²

4) Les Murs extérieure :

Les murs extérieurs de la structure étudiée sont construits en double cloisons avec la brique creuse comme indiqué en Figure II.6

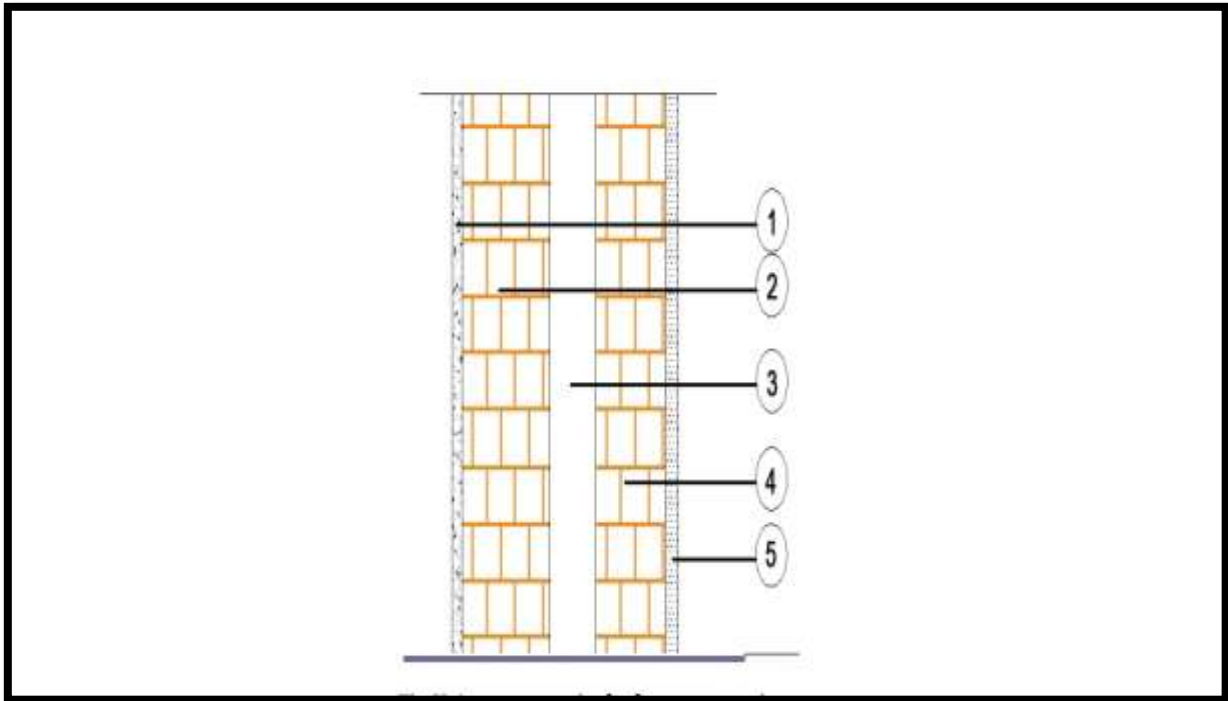


Figure II.6 : Coupe verticale du mur extérieur

Les valeurs des charges pour les différents éléments composants le mur extérieur sont données en Tableau II.6

Tableau II.6 : Charges revenants (G) aux murs extérieurs

N	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	20	0.40
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	L'âme d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,40 KN / m²

5) Murs intérieurs :

Les murs intérieurs sont construits en brique creuses avec une seule cloison et un enduit plâtre des deux faces, comme illustré en Figure II.7

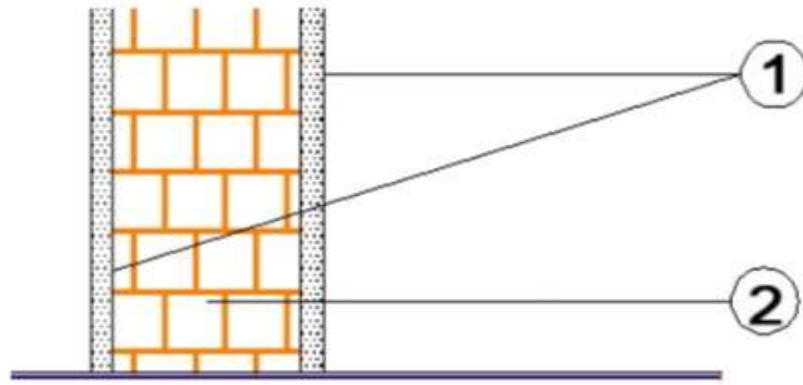


Figure II.7 : Coupe verticale du mur intérieur

Tableau II.7 : Charges revenants (G) aux murs intérieurs

N	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuse	0,10	9	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20

$G = 1,30 \text{ KN} / \text{m}^2$

B) Charges d'exploitation :

Elles sont données par le D.T.R.B.C2, 2, un résumé de ces valeurs est donné en Tableau II.8

Tableau II.8. Charges d'exploitation

Éléments	Charges
Plancher terrasse inaccessible	1,00 KN/m ²
Plancher étage courant	1,50 KN/m ²
Plancher dalle pleine	2,50 KN/m ²
Balcon	3,50 KN/m ²
Acrotère	1,00 KN/m ²
Escalier	2,50 KN/m ²

Surface d'influence :

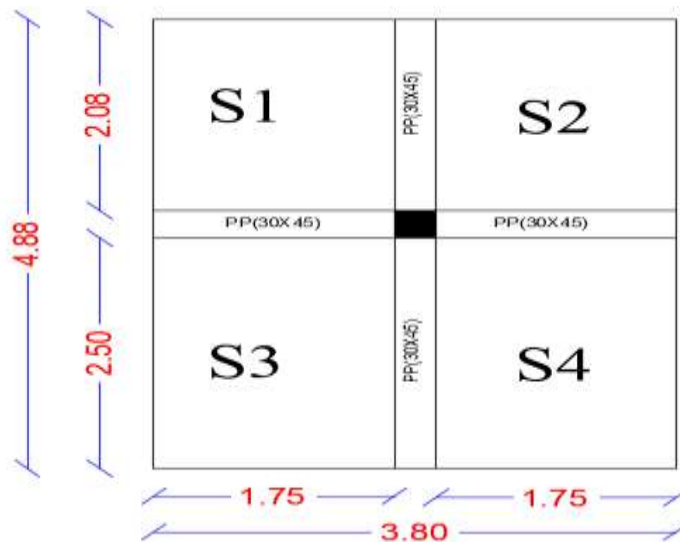


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

➤ Calcul de la surface d'influence :

On a la largeur de la poutre principale égale à : $b = 30 \text{ cm}$

Donc :

$$S_i = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = \left(\frac{3,80-0,3}{2}\right) + \left(\frac{4,45-0,3}{2}\right) = 1,75 \times 2,075 = 3,63 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{3,80-0,3}{2}\right) + \left(\frac{4,45-0,3}{2}\right) = 1,75 \times 2,075 = 3,63 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left(\frac{3,80-0,3}{2}\right) + \left(\frac{5,30-0,3}{2}\right) = 1,75 \times 2,500 = 4,375 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \left(\frac{3,80-0,3}{2}\right) + \left(\frac{5,30-0,3}{2}\right) = 1,75 \times 2,500 = 4,375 \text{ m}^2$$

$$S_i = 3,63 + 3,63 + 4,375 + 4,375 = 16,01 \text{ m}^2$$

II.5.2 Poids propre des éléments :

A) Les Plancher :

Pour calculer le poids d'un plancher, on utilise la formule suivante :

$$P = G * S_n$$

Avec :

P : Poids propre du plancher

G : Charge surfacique revenant au plancher

S_n : Surface nette du plancher

- Plancher terrasse inaccessible : $P = 6,40 \times 16,01 = 102,464 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $P = 5,48 \times 16,01 = 87,735 \text{ KN}$

B) Les poutres :

Pour calculer le poids propre d'une poutre, il faut multiplier le poids volumique du matériau par son volume.

$$G_{\text{poutre}} = \rho \times V$$

Avec:

ρ : poids volumique du matériau (25 KN / m³)

V : volume de l'élément

- **Poutre principale** : $G_{\text{pp}} = 25 \times ((0,3 \times 0,45) \times (2,50 + 2,075)) = 15,44 \text{ KN}$
- **Poutre secondaire** : $G_{\text{ps}} = 25 \times ((0,3 \times 0,35) \times (1,75 + 1,75)) = 9,20 \text{ KN}$

D'où : la charge totale : $G_T = 15,44 + 9,20 = 24,60 \text{ KN}$

C) Les poteaux :

Selon Art 7.4.1 de RPA99/2003, en zone IIa, la section de poteau B elle est prise à 25 x 25 cm² au minimum.

- **Poteau de Rez-de-chaussée** : $G_p = 25 \times [0,25 \times 0,25 \times (4,08 - 0,45)] = 5,67 \text{ KN}$
- **Poteau de l'étages courants** : $G_p = 25 \times [0,25 \times 0,25 \times (3,06 - 0,45)] = 4,10 \text{ KN}$

II.5.3 Surcharges d'exploitations des éléments :

Pour calculer le poids d'un plancher, on utilise la formule suivante :

$$P = Q \times S_n$$

Avec :

P : Poids propre du plancher

Q : Charge d'exploitation revenant au plancher

S_n : Surface nette du plancher

- Plancher terrasse inaccessible : $P = 1 \times 16,01 = 16,01 \text{ kN}$
- Plancher étage courant : $P = 1,5 \times 16,01 = 24,015 \text{ kN}$

II.5.4 Loi de dégression des surcharges :

Le règlement technique (**DTR B.C.2.2 ART 6.3**) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitation sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique également sur les structures qui ont 5 niveaux au minimum.

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

Avec :

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

Q_0 : charge d'exploitation de la terrasse

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

Q_i : (i = 1 à n) charge d'exploitation respective des planchers des étages

Tableau II.9. Coefficients de dégression des charges

Niveau	8 ^{ème}	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	Base
Coefficient	1	1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.50	0.50

Les surcharges cumulées :

- a) Etage 8 : $Q_9 = Q_0 = 16.01 \text{ kN}$
- b) Etage 7 : $Q_8 = Q_0 + Q_1 = 40,025 \text{ kN}$
- c) Etage 6 : $Q_7 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2) = 59,24 \text{ kN}$
- d) Etage 5 : $Q_6 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 73,65 \text{ kN}$
- e) Etage 4 : $Q_5 = Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 83,25 \text{ kN}$
- f) Etage 3 : $Q_4 = Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 88,06 \text{ kN}$
- g) Etage 2 : $Q_3 = Q_0 + 0,50 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 88,06 \text{ kN}$
- h) Etage 1 : $Q_2 = Q_0 + 0,50(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 100,06 \text{ kN}$
- i) RDC : $Q_1 = Q_0 + 0,50(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 112,07 \text{ kN}$

Le tableau suivant donne un aperçu des résultats obtenus :

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la descente des charges

Niveau	Charges permanents (kN)				Surcharges (kN)		N = G _C + Q _c	Section (cm ²)		
	Plancher	Poutre	Poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q		Q _{cum}	S _{trouvée}	S _{adoptée}
8	102,464	24,60	4,10	131,20	131,2	16,01	16,01	147,20	98,13	35x35
					0					
7	87,735	24,60	4,10	116,35	247,5	24,015	40,025	286,40	190,93	35x35
					5					
6	87,735	24,60	4,10	116,35	363,9	24,015	59,24	423,10	282,06	35x35
					0					
5	87,735	24,60	4,10	116,35	480,2	24,015	73,65	557,50	371,66	40x40
					5					
4	87,735	24,60	4,10	116,35	596,6	24,015	83,25	689,50	459,66	40x40
					0					
3	87,735	24,60	4,10	116,53	712,9	24,015	88,06	819,05	546,03	40x40
					5					
2	87,735	24,60	4,10	116,35	829,3	24,015	88,06	948,20	632,13	45x45
					0					
1	87,735	24,60	4,10	116,35	945,6	24,015	100,06	1077,15	718,10	45x45
					5					
RDC	87,735	24,60	5,67	118,01	1063,	24,015	112,07	1207,70	804,70	45x45
					7					

II.5.5. Vérification des sections des poteaux vis-à-vis des exigences du RPA 99 / 2003

Selon l'Article 7.4.1 du RPA 99/2003, en zone IIa les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow (\text{Poteaux } 35 * 35) \dots\dots\dots$ **Condition. Vérifiée**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{h_e}{20} = \frac{261}{20} = 13 \dots\dots\dots$ **Condition. Vérifiée**

- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow \dots\dots\dots$ **Condition. Vérifiée**

II.5.6. Vérification au flambement :

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$).

$L_0 = h_e$: Longueur libre du poteau.

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

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

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h$).

$$\lambda = \frac{0.7 L_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_f}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 L_f}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} = 2.42 \times \frac{L_f}{b}$$

La vérification est effectuée pour les différentes sections des poteaux de la structure. Au total, quatre vérifications sont effectuées :

Poteaux (45x45), pour le RDC :

$$L_0 = 3,63 \text{ m}, \lambda = 2,42 \times \frac{3,63}{0,45} = 19,52 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux (45x45), pour les étages (1 et 2) :

$$L_0 = 2,61 \text{ m}, \lambda = 2,42 \times \frac{2,61}{0,45} = 14,04 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux (40x40), pour les étages (3 ; 4 et 5) :

$$L_0 = 2,61 \text{ m}, \lambda = 2,42 \times \frac{2,61}{0,40} = 15,80 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poteaux (35x35), pour les étages (6 ; 7 et 8) :

$$L_0 = 2,61 \text{ m}, \lambda = 2,42 \times \frac{2,61}{0,35} = 18,05 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

Chapitre III

Ferraillage des éléments non-structuraux

III.1. Étude de l'acrotère :

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, elle a comme but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse, de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

Dû à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement (section dangereuse), le calcul du ferraillage se fera à L'ELU et à L'ELS en **flexion composée** pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 50cm de hauteur). La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

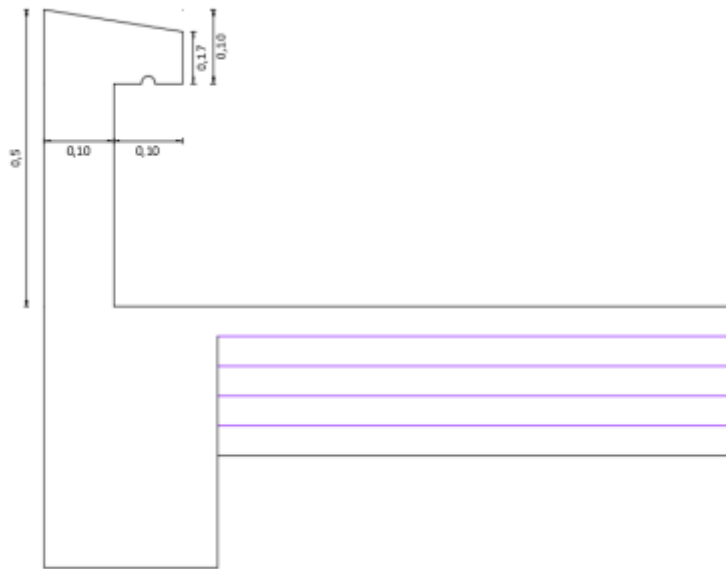


Figure III.1.1 Coupe transversale d'un acrotère

III.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Calcul de la charge permanente de l'acrotère :

$$G = S \times \rho$$

Avec :

γ_b : Poids volumique de béton $\Rightarrow \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : Surface de l'acrotère

Calcul de la surface de l'acrotère :

$$S = \frac{(0,40 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + (0,2 \times 0,03)}{2} = 0,057 \text{ m}^2$$

D'où : $G = 0,055 \times 25 = 1,425 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation de l'acrotère :

La surcharge est estimée à 1 kN/m

III.1.3 Calcul des sollicitations (N, T et M) :

Effort normal due au poids propre G : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,425 \times 1 \text{ ml}$; $N_G = 1,425 \text{ kN}$

Effort tranchant due à la poussée latérale : $T_G = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$

Moment due à l'effet de la main courante (Moment de renversement due à Q) :

$M_Q = Q \times h_{\text{acrotère}} = 1 \times 0,5 \times 1 \text{ ml} = 0,5 \text{ kN.m}$

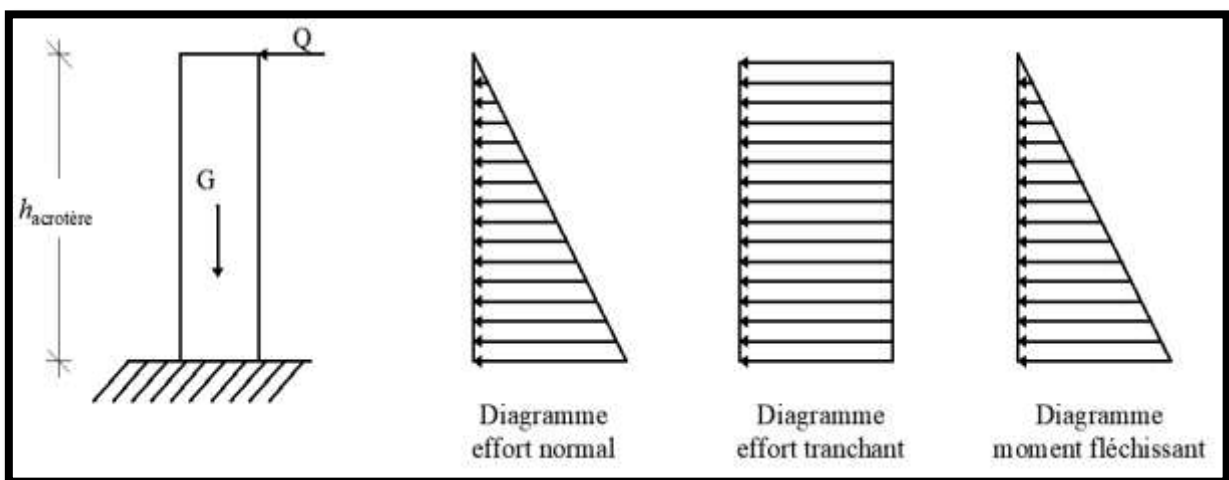


Figure III.1.2. Diagramme des efforts internes à L'ELU

III.1.4 Combinaisons de charges :

Comme énoncé précédemment, les sollicitations sont déterminées en considérant deux combinaisons d'actions :

Combinaison à l'ELU : 1,35 G + 1,5 Q

Effort normal due à G : $N_u = 1,35 (1,425) = 1,923 \text{ kN / m}$

Effort tranchant due à la poussée latérale : $T_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$

Moment de flexion due à Q : $M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ kN.m}$

Combinaison à l'ELS : G + Q

Effort normal due à G : $N_s = G = 1,425 \text{ kN / ml}$

Effort tranchant due à la poussée latérale : $T_s = T = 1 \text{ kN}$

Moment de flexion dû à la charge d'exploitation Q : $M_s = M_Q = 0,5 \text{ kN.m}$

III.1.5. Calcul du ferraillage de l'acrotère à L'ELU :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU puis la vérification sera faite à l'ELS ; on considère une section rectangulaire ($b \times h$), sous un effort normal N_u et un moment fléchissant M_u .

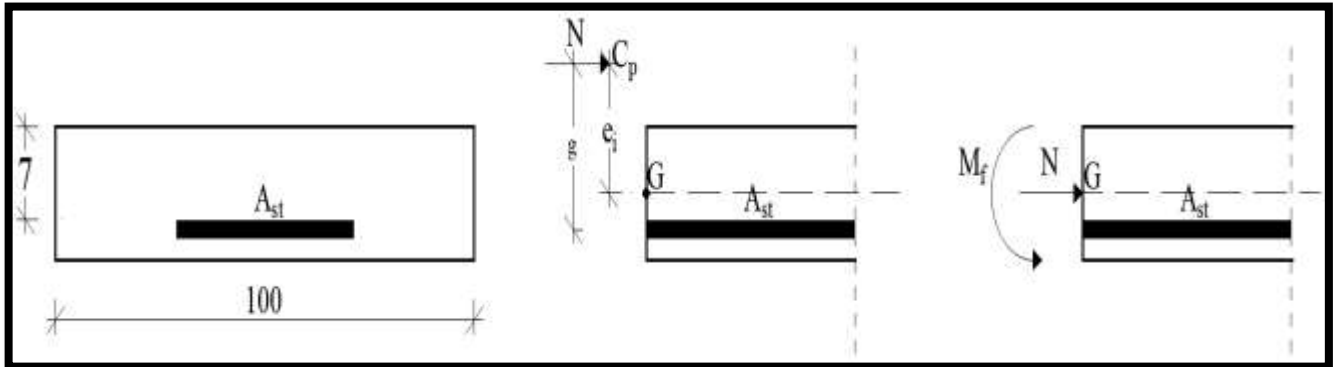


Figure III.1.3. Schéma de la section du calcul de l'acrotère

Les dimensions de la section en béton armé sont prises tel qu'indiqué dans la Figure III.3, « h » qui représente l'épaisseur de la section est égale à 10 cm, « b » indique la largeur de la section prise égale à 100 cm. L'enrobage quant à lui est pris égal à 3 cm, la hauteur utile « d » est ainsi égale à 7 cm.

e_u : Excentricité de la charge axiale N (position du centre de pression)

g : Distance entre le centre de gravité des armatures tendues (A_{st}) et le centre de pression (C_p) .

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée (Pratique du BAEL 91), on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A_{st} et A_{sc} »

Calcul de l'excentricité (position du centre de pression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,925} = 0,39m = 39cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 2cm$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression « C_p » se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, la section est partiellement comprimée (SPC)

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 39 + 2 = 41cm$$

Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives) :

- Moment fictif (M_f) : $M_f = N_u \times g = 1,923 \times 41 \times 10^{-2} = 0,788 \text{ kN.m}$

- Moment réduit :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85(25)}{1(1.15)} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_f}{b d f_{bc}} = \frac{0.80}{1(0.07)^2(14.2 \times 10^3)} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A (A_{sc} = 0)$$

A partir des abaques, pour une section en béton armé en flexion simple, la valeur de β est déduite suivant la valeur de μ , $\beta = 0,995$

Calcul de la section d'armatures en flexion composée (armatures réelles) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.80 \times 10^3}{0,995 \times 7 \times 348} = 0,330 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,330 - \frac{1,923 \times 10}{348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

III.1.6. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99)

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

$$A_{min} = 0,23 \left(\frac{b d f_{t28}}{f_c} \right) \left(\frac{e_s - 0,445(d)}{e_s - 0,185(d)} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5 \times 10}{1,425} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \left(\frac{100(7)(2,1)}{400} \right) \left(\frac{35 - 0,445(7)}{35 - 0,185(7)} \right) = 0,779 \text{ cm}^2 A_{st} < A_{min} \Rightarrow \text{Condition non}$$

vérifiée

$A_{st} = A_{min} = 0,799 \text{ cm}^2$ Soit : $A_{adoptée} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

Selon l'article **A.8.2.41 du BAEL 91**, les armatures disposées suivant deux directions

perpendiculaires sont telles que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à 1/3 si les charges appliquées n comprennent des efforts concentrés, 1/4 dans le cas contraire.

Les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq \frac{A_{\text{adoptée}}}{3} = \frac{2,01}{3} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$, avec un espacement S_t de 15 cm.

Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1.1/ BAEL 91 -99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1,5 (10^3)}{1000(70)} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

⇒ Condition Vérifiée

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 (2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9(d) \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 (10^3)}{0,9(70)(100,48)} = 0,273 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 221) :**

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

$$L_s = \frac{\varnothing(f_e)}{4(\tau_{su})} = \frac{8(400)}{4(0,6 f_{t28} \Psi_s^2)} = 282,19 \text{ mm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

- **Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

Avec **h=50cm**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.1.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable- σ_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

Vérification Contraintes dans les aciers (Art A.4.5, 33 BAEL91-99) :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 (2,36)}{100(7)} = 0,337 ;$$

A partir des abaques pour le calcul des sections en béton armé rectangulaires soumises à la flexion simple, $\beta = 0,909$

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 (10^6)}{0,909 (7) (236)} = 33,30 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte admissible

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; (110 \sqrt{\eta f t j}) \right\} \quad \text{Avec : } \eta = 1.6 \text{ pour les Barres H.A}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \{ 266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 33,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,36 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

Vérification des contraintes dans le béton :

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

A partir des valeurs de ρ et β obtenues précédemment, on déduit la valeur de K à partir des abaques : $K = 40,25$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{33,30}{40,25} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III.1.8. Vérification de l'acrotère sous l'action des forces sismiques (RPA2003/Art 6.2.3)

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique (Zone II) et le groupe d'usage du bâtiment (Groupe 2) on obtient $A = 0,15$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ⇒ Soit : $C_p = 0,8$ (élément console)

W_p : Poids propre de l'acrotère qui égale à 1,425 kN / ml.

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,425 = 0,684 \text{ kN/ML} \leq Q = 1 \text{ kN/ml}$$

III.1.9. Conclusion :

Le ferraillage retenu pour l'acrotère est le suivant :

Armatures principales : 4HA8 (ST = 25cm)

Armatures de répartition : 4HA8 (ST = 15 cm)

III.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

III.2.1. Définition :

La cage d'ascenseur est un élément de la structure qui permet le déplacement rapide entre les niveaux d'un immeuble.

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (8niveaux), et une hauteur de 28,56m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.40 \times 1.60) = 2,24m^2$ reposant sur quatre (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de $(v = 1 \text{ m/s})$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

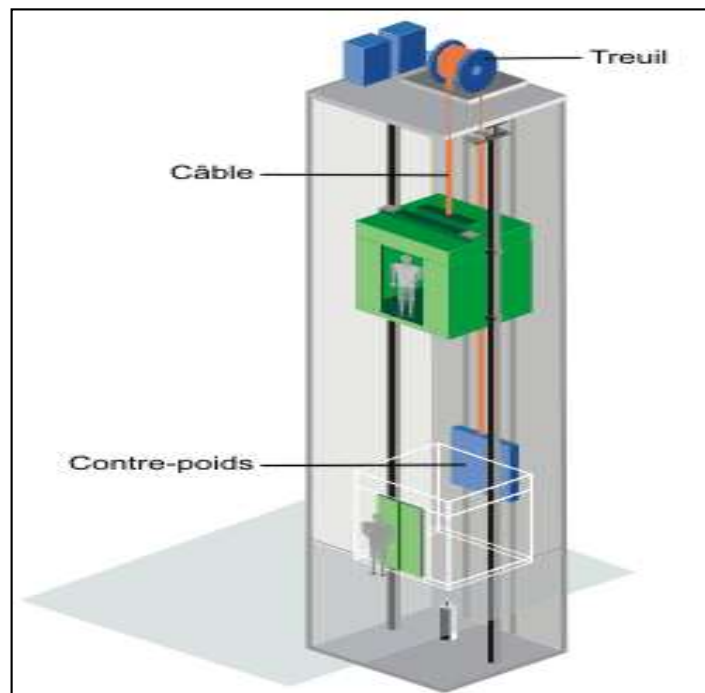


Figure III.2.1 : Schéma ascenseur

III.2.2. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{140}{30} = 4,67 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003), soit $h_t = 15$

III.2.3. Détermination des sollicitations :

III.2.3.1. Moments engendrés par le système de levage :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

• **Principe de la méthode :**

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $l_x < l_y$

✓ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur : Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{array} \right.$$

✓ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

M_{0x} et M_{0y} : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson.

Tel que : $\vartheta = \begin{cases} 0 & \text{A ELU} \\ 0,2 & \text{A ELS} \end{cases}$

• Application :

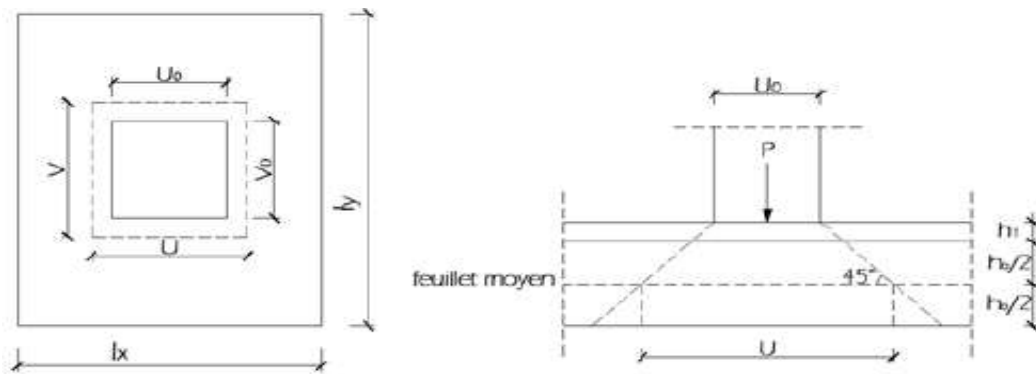


Figure III.2.2 Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{160} = 0,88$$

$0,4 \leq \rho = 0,8 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

• Calcul de rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen U et V :

(Pratique du BAEL91, p .353)

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2(\xi e + h_t/2) = U_0 + 2e + ht \\ V = V_0 + 2(\xi e + h_t/2) = V_0 + 2e + ht \end{cases}$$

Avec :

$\xi = 1$: pour des revêtements en béton.

$\xi = 0,75$: pour les autres types de revêtements.

Et :

ht : épaisseur de la dalle pleine. (ht = 15 cm)

e : épaisseur du revêtement (e = 5 cm).

- (U x V) : surface d'impact au niveau du feuillet moyen

-(U0 x V0) : coté du rectangle dans lequel la charge est centrée (u0=v0=80 cm)

Les côtés U0 et V0 sont supposés parallèles respectivement à Lx et Ly

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + 10 + 15 = 105\text{m} \\ V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant M_x et M_y :**

$$M_x = P (M1 + \vartheta.M2)$$

$$M_y = P (M2 + \vartheta.M1)$$

Avec : $M1$ et $M2$: coefficients donnés par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ et les rapports U/L_x et V/L_y).

ϑ : Coefficient de poisson.

Donc :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{140} = 0,75 ; \frac{V}{l_y} = \frac{105}{160} = 0,7 \text{ et } \rho = 0,88$$

Après interpolation : $M1 = 0,078$; $M2 = 0,046$. Donc :

À l'ELU ($\vartheta = 0$) :

$$M_{xu} = 1,35P (M1) = 1,35 \times 90 \times 0,078 = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 1,35P (M2) = 1,35 \times 90 \times 0,046 = 5,59 \text{ KN.m}$$

À l'ELS ($\vartheta = 0,2$):

$$M_{xs} = P (M1 + \vartheta.M2) = 90 \times (0,078 + 0,2 \times 0,046) = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = P (M2 + \vartheta.M1) = 90 \times (0,046 + 0,2 \times 0,078) = 5,55 \text{ KN.m}$$

III.2.3.2. Moment du poids propre de la dalle pleine :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1m) la valeur des moments est :

-Sens l_x (petite portée) : $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

- Sens l_y (grande portée): $M_y = \mu_y \cdot M_{ox}$

- μ_x et μ_y : coefficients données par le tableau de l'**annexe E.3 du BAEL 91** en fonction du rapport $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc:

Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0,88$: $\mu_x = 0,0478$ et $\mu_y = 0,740$

-Poids propre de la dalle pleine: $G = (e \times \rho) + (e_r \times \rho_r) \times 1m$

Avec : e : épaisseur de la dalle pleine

ρ : poids volumique de béton qui égal à 25 KN/m³

e_r : épaisseur de revêtement

ρ_r : poids propre de revêtement qui égal à 22 KN/m³

Donc :

- $G = (0,15 \times 25) + (0,05 \times 22) \times 1 = 4,85 \text{ KN/ml}$

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

- **À l'ELU :**

$-M_{xu}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0,0478 \times (1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1) \times 1,40^2 = 0,75 \text{ KN.m}$

$-M_{yu}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,740 \times 0,75 = 0,56 \text{ KN.m}$

- **À l'ELS:**

$-M_{xs}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0,0478(4,85+1) \times 1,40^2 = 0,55 \text{ KN.m}$

$-M_{ys}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,55 \times 0,740 = 0,41 \text{ KN.m}$

. Superposition des moments:

- **À l'ELU:**

$-M_x = M_{xu} + M_{xu}' = 9,48 + 0,75 = 10,23 \text{ KN.m}$

$-M_y = M_{yu} + M_{yu}' = 5,59 + 0,56 = 6,15 \text{ KN.m}$

- **À l'ELS:**

$-M_x = M_{xs} + M_{xs}' = 7,85 + 0,55 = 8,4 \text{ KN.m}$

$-M_y = M_{ys} + M_{ys}' = 5,55 + 0,41 = 5,96 \text{ KN.m}$

III.2.3.3. Correction des moments:

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0,85) en travé et de (-0,3) aux appuis.

Donc:

- À l'ELU:

. En travé:

- $M_x^t = 0,85 \times 10,23 = 8,70 \text{KN.m}$

- $M_y^t = 0,85 \times 6,15 = 5,23 \text{KN.m}$

. Aux appuis:

$M_x^a = -0,3 \times 10,23 = -3,07 \text{KN.m}$

- $M_y^a = -0,3 \times 6,15 = -1,85 \text{KN.m}$

- A l'ELS:

. En travé:

- $M_x^t = 0,85 \times 8,4 = 7,14 \text{KN.m}$

- $M_y^t = 0,85 \times 5,96 = 4,76 \text{KN.m}$

. Aux appuis:

- $M_x^a = -0,3 \times 8,4 = -2,52 \text{KN.m}$

- $M_y^a = -0,3 \times 5,96 = -1,68 \text{KN.m}$

III.2.4. Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur de (1m) avec:

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{M \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2}$$

Avec: $d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{cm}$

. À partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{M \times 10^6}{\beta \times 13 \times 348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.2.1: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	- 3.07	0.014	0.993	0.68	2.51	5HA8 20
	Y-Y	-1.85	0.077	0.961	0.43	2.51	5HA8 20
En travée	X-X	8.70	0.036	0.982	1.96	3.93	5HA10 20
	Y-Y	5.23	0.022	0.989	1.17	3.93	5HA10 20

III.2.5. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art .B.7.4)**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : les taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x) et dans le sens(y)

ρ_0 : le rapport du volume des aciers à lui du béton . $\rho_0=0,0008$ pour des barres à haute adhérence de classe Fe400 de » diamètre supérieur à 6mm .

. **Sens x-x :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2}$$

D'où :

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0,0008 \times \frac{3 - 0,88}{2} (100 \times 15) \Rightarrow A_{x,MIN} = 1,27\text{cm}^2$$

$A_x=3,93\text{cm}^2 > A_{x,MIN}=1,27\text{cm}^2 \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

. Sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0(b \times h) = 0,0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{y.MIN} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$A_y = 3,93 > A_{y.MIN} = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1) :**

D'après l'article, le diamètre des barres employée comme armature de dalles doit être au plus égale au deuxième de l'épaisseur de l'élément , donc :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi_{adopté} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow$ **La condition est Vérifiée**

- **Espacement des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) :**

Pour des charges concentrées et fissuration non préjudiciable :

. **Direction la plus sollicitée (x-x) :**

$St = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

. **Direction perpendiculaire a la plus sollicité (y-y) :**

$st = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée .**

- **Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2, 42) :**

$$Q_u \leq 0,045 u_c h f_{cj} / \gamma_b$$

Avec :

- Q_u : la charge de calcul Vis-à-vis de l'état limite ultime
- u_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2 [U+V] = 2 [1.05+1.05]$
= 4.2 m
- ht : épaisseur de la dalle pleine .
-

Donc :

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN.}$$

$Q_u = 121,5 < 472,5 \Rightarrow$ **La condition est vérifiée** \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas requises.

- **Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 / Art. A.5.2, 2)**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Dans le cas où $U < V$

(Pratique du BAEL 91, p. 357)

- **Au milieu de U :** $T = \frac{P}{2U+V} = T = \frac{121,5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$
- **Au milieu de V :** $T = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$

D'où :

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,29 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,29 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPA} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée** \Rightarrow aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.2.6. Vérification à l'ELS :

- **1. Etat limite de compression de béton :**

. **Sens x-x :**

. **En travée**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A}$$

$$\rho = \frac{100. A}{b. d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,30$$

- Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,30$: $\beta_1 = 0,914$; $K_1 = 43,14$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{7,14 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 3,93 \times 10^2} = 153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{153}{43,14} = 3,54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée**

. Sens x-x :

. Sur appuis

$$\rho = \frac{100. A}{b. d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193$$

- Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,193$: $\beta_1 = 0,929$; $K_1 = 55,42$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{2,52 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 83,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{83,13}{55,42} = 1,5 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

. Sens y-y :

. En travée

$$\rho = \frac{100. A}{b. d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,30$$

- Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,30$: $\beta_1 = 0,914$; $K_1 = 43,14$

$$\sigma_{st} = \frac{4,76 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 3,93 \times 10^2} = 101,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{101,94}{43,14} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.35\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

. Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193$$

- Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,193$: $\beta_1 = 0,929$; $K_1 = 55,42$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{1,68 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 55,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{55,42}{55,42} = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.32 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire a effectuée.

- **3. Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art.B.7.5. BAEL91 / modifié99) :**

il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les deux conditions suivantes sont satisfaites .

D'où :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{M_x^t}{20 \cdot M_x} = \frac{7,14}{20 \times 8,40} = 0,043 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche (la flèche est vérifiée).

III.2.7. Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle machine est le suivant :

- **Sens x-x :**

. **En travée :** 5HA10/ml ($S_t=20$ cm)

. **Aux appuis :** 5HA8/ml ($S_t=20$ cm)

- **Sens y-y :**

. **En travée :** 5HA10/ml ($S_t=20$ cm)

. **Aux appuis :** 5HA8/ml ($S_t=20$ cm)

III.3.LES BALCON :

III.3.1. INTRODUCTION :

Le balcon est une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. C'est une composante importante de l'architecture de la façade de ce dernier.

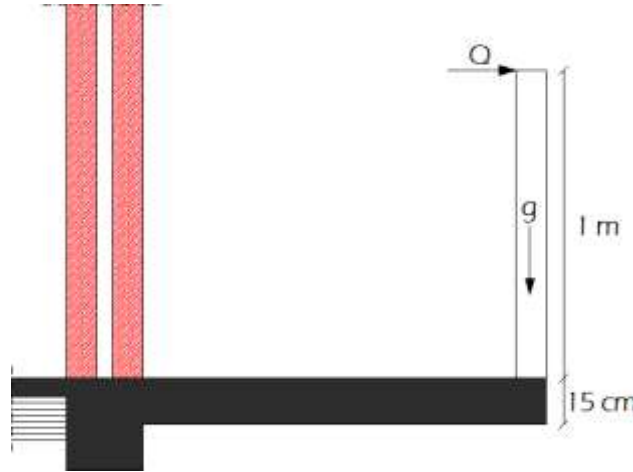


Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un balcon.

Ce type de balcon se calcule comme une console encastree à une extrémité et libre à l'autre sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement et d'un moment de renversement (M_R) engendré par l'action de la main courante sur le garde-corps.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes

. Poids propre du balcon : $G = 5.33 \times 1 = 5.33 \text{ kN/ml}$ ($G = 5.33 \text{ kN/m}^2$ a été déterminé dans le chapitre II).

. Poids du garde-corps : $g = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ kN/ml}$. Où :

$g = 1.62 \text{ kN/m}^2$ est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

. 1 m : Hauteur du garde-corps.

. Action de la main courante : $Q = 1 \text{ Kn}$

➤ Surcharge d'exploitation

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN/ml}$

➤ Combinaisons de charges

- À l'ELU

Charge uniforme : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$.

Charge concentrée : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN/ml}$.

Moment renversant dû à l'action de la main courante : $M_{Ru} = 1.5Q \times 1 = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$.

• À l'ELS

Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ kN/ml}$.

Charge concentrée : $g_s = g = 1.62 \text{ kN/ml}$.

Moment renversant dû à l'action de la main courante : $M_{Rs} = Q \times 1 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$.

III.3.3. Calcul à l'ELU

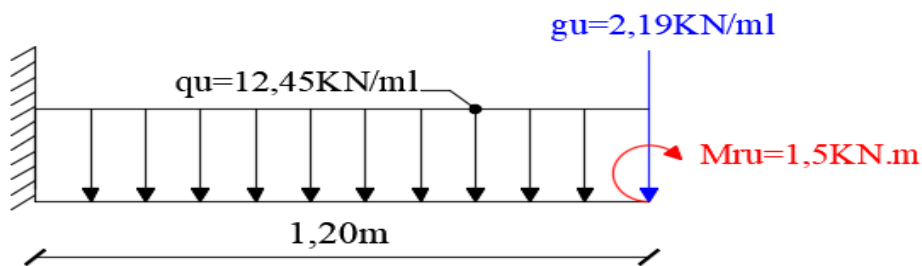


Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

• Calcul du moment fléchissant :

$$M_u = \frac{-q.l^2}{2} - g_u - M_{ru}$$

$$M_u = \frac{-12,45 \times 1,2^2}{2} - 2,19 - 1,5 = -13,10 \text{ kN / ml}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$T_u = (12,45 \times 1,2) + 2,19 = 17,20 \text{ kN}$$

• Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{13,10 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,064$$

$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392$ \Rightarrow section simplement armée (SSA).

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

- **Armature principale (Ast) :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.064$: $\beta = 0,967$.

$$A_{st} = \frac{13,10 \times 10^3}{0,967 \times 120 \times 348} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 5\text{HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq \frac{1}{3} A_{adoptée} = 1,31 \text{ cm}^2$. Soit : $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.4 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art A.4.2 ,1) :**

$$A_{adopte} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 120 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211) :**

$$\tau_{adm} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPA} \right\} = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{17,20 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,143 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,143 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) :**

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement (en fonction de la nuance d'acier).

$\psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPA}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = n.\pi.\varnothing = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,20 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 1,014 \text{MPA}.$$

$$\tau_{se} = 1,014 \text{MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPA}.$$

La condition est vérifiée, il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$L_s = 35\varnothing = 35 \times 1 = 35 \text{cm}$$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35 = 14$ cm. D'où : $L_c = 15$ cm.

- **Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)**

Pour des charges concentrées :

Armatures principales :

$$S_i = 20 \text{cm} < \min(2h; 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}. \text{ Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée :

$$S_i = 25 \text{cm} < \min(3h; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}. \text{ Condition vérifiée.}$$

III.3.5. Vérifications à l'ELU :

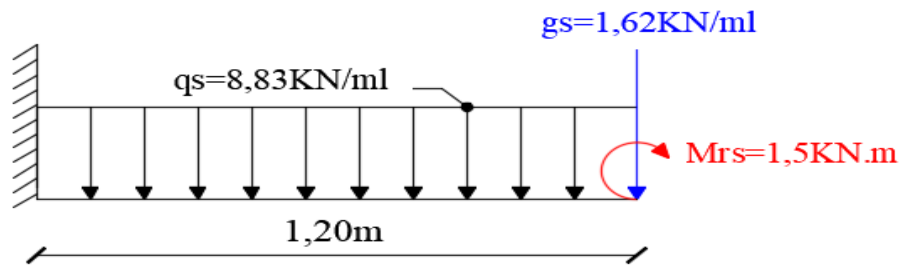


Figure III.3.3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

- Calcul du moment fléchissant :

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l - M_{rs} = \frac{-8,83 \times 1,2^2}{2} - 1,62 \times 1,2 - 1,5 = -9,80 \text{ kN.m}$$

- Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,33.$$

Des abaques et pour une valeur de : $\rho = 0,33$; $\beta_1 = 0,910$; $K_1 = 40,56$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9,80 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 3,93 \times 10^2} = 228,35 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{228,35}{40,56} = 5,62 \text{ MPA.}$$

$\sigma_{bc} = 5,62 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$. Condition vérifiée.

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Art A.4.5.32 du BAEL 91/99).

• **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/99 Art B.6.5.1**).

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,015.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}; \frac{A_s}{b_2.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625$.**Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{9,8}{10 \times 9,8} = 0,1$.**Condition vérifiée.**
- $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3,93}{100 \times 12} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,015$.**Condition vérifiée.**

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.3.6. Conclusion :

LE ferraillage retenu pour les balcons est le suivant Le :

Armatures principales : 5 HA 10 ($S_t = 20$ cm).

Armatures de répartition : 4 HA 8 ($S_t = 25$ cm).

III.4.1. Calcul des planchers :

III.4.1.1. Introduction :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un Bâtiment, capable de supporter les charges et surcharges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux, on distingue un deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher en dalle pleine

III.4.1.2. Plancher en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.
- **Dalle de compression** : appelée aussi table de compression ou dalle de répartition son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :
 - Limiter les risques de fissurations par retrait.
 - Assurer la répartition entre poutrelles.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

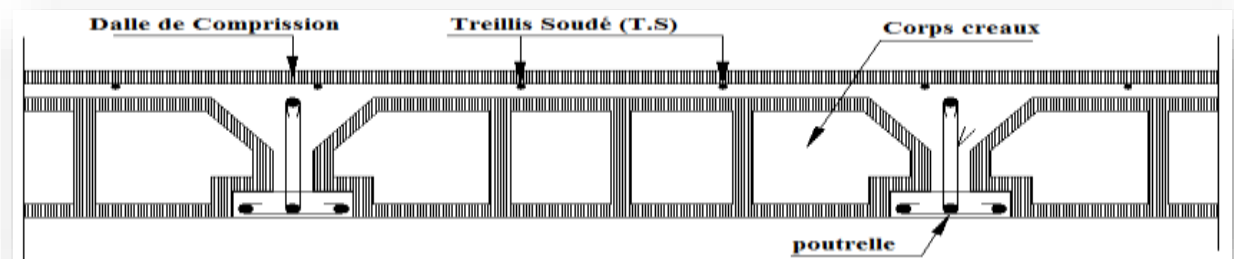


Figure III.4 .1. : Coupe d'un plancher en corps creux

III.4.1.2.1 Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression, elle donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles, armée d'un quadrillage de treillis soudée (TS 520) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91/99 (Art B.6.8.423)**.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Calcul des armatures : BAEL 91/99 (Art B.6.8.423)

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Avec :

L : distance entre - axe des poutrelles (entre 50 cm < L < 80 cm) on prend **L= 65 cm**

f_e : limite d'élasticité qui égale 520 MPa

Donc :

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

Soit $A_{\perp} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec un espacement de 15 cm

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,79}{2} = 0.395 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 4\text{HA5} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec un espacement de 15 cm

III.4.1.2.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la petite portée. Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} Étape : avant le coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux poutres principales. Elle supporte son poids propre, le poids des corps creux et celui de l'ouvrier estimé à 100 Kg.

- **Charges permanentes**

- Poids propre de la poutrelle :

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

- Poids propre du corps creux :

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

- Poids total:

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharges d'exploitation:**

- Surcharge de l'ouvrier :

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

- **Ferraillage à l'ELU :**

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

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

- **Moment maximal en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,80^2}{8} = 4.512 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant maximal :**

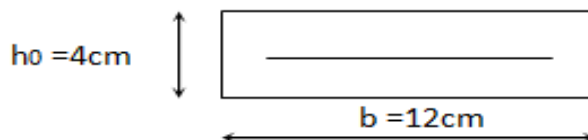
$$T_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,50 \times 3,80}{2} = 4.75 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

Les armatures seront calculées en flexion simple.

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivants :

$$b = 12 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = h - c = 2 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,512 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6.620 > \mu_1$$

La section est doublement armée

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles (**12×4**) sont très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- **2^{ème} Étape : Après le coulage de la dalle de compression**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **q_u** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

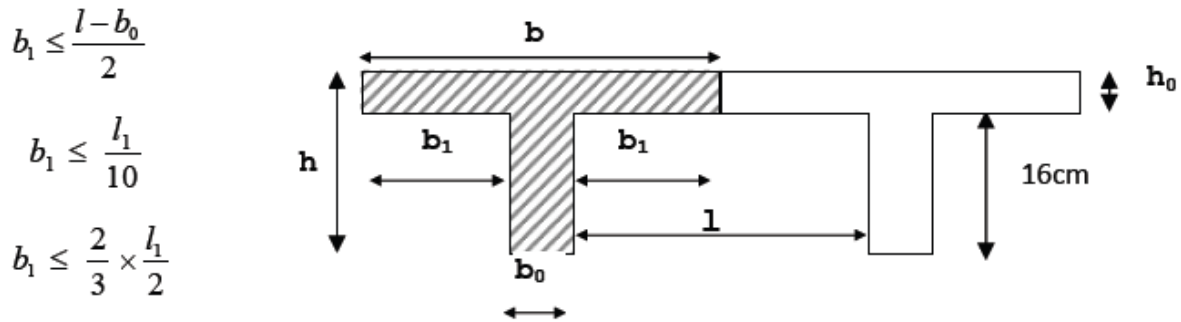


Figure III.4.2 Coupe verticale de la poutrelle

Avec :

- b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$
- b : Distance entre axe des poutrelles
- L : distance entre faces voisines de deux nervures $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 3,80 \text{ m}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$
- H : hauteur totale de plancher

• **Détermination des sollicitations et combinaisons des charges :**

• **Poids propre de plancher terrasse :**

Poids propre de plancher : $G = 6,40 \times 0,65 = 4,16 \text{ KN / ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN / ml}$

• **Plancher étage courant :**

Poids de plancher : $G = 5,48 \times 0,65 = 3,562 \text{ KN / ml}$

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

• **Combinaisons des charges :**

• **Plancher terrasse inaccessible :**

- **ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,16) + (1,5 \times 0,65) = 6,591 \text{ KN / ml}$

- **ELS** : $q_s = G + Q = 4,16 + 0,65 = 4,81 \text{ KN / ml}$

• **Plancher étage courant :**

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 3,562) + (1,5 \times 0,975) = 6,271 \text{ KN / ml}$

- **ELS** : $q_s = G + Q = 3,562 + 0,975 = 4,537 \text{ KN/ml}$

Remarque : il n'y a pas de différence significative entre le chargement appliqué aux poutrelles du plancher terrasse inaccessible et appliqué aux poutrelles des planchers courants. Donc pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas plus défavorable (poutrelles terrasse inaccessible) et la section d'armature obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

Note : Les planchers comportent trois types de poutrelles

- **Choix de la méthode**

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

- 1) Méthode forfaitaire.
- 2) Méthode des trois moments.
- 3) Méthode de Caquot et caquot minoré.

Remarque : nous avons trois cas de poutre continu à étudier, avec :

- 1^{er} cas : la poutre repose sur 6 appuis
- 2^{ème} cas : la poutre repose sur 4 appuis
- 3^{ème} cas : la poutre repose sur 2 appuis

1^{er} cas : la poutre repose sur 6 appuis

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91. Art B.6.2, 210) :

a) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

$$Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN} / \text{ml})$$

b) La fissuration est non préjudiciable.

c) Toutes les travées (section transversale) ont un même moment d'inertie.

d) Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

- La valeur de la surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q = 0,65 \text{ KN} / \text{ml} ; G = 4,16 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 4,16 = 8,32 \text{ KN} / \text{ml}$$

- a) $Q = 0,65 < \min (8,32 ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN} / \text{ml} \Rightarrow$ **condition vérifier**
- b) La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow **condition vérifier**
- c) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les toutes les travées \Rightarrow **condition vérifier**
- d) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,80 \leq \frac{335}{295} = 1,13 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition. Vérifier}$$

$$0,80 \leq \frac{295}{380} = 0,77 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition non Vérifier}$$

$$0,80 \leq \frac{380}{380} = 1 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

$$0,80 \leq \frac{380}{380} = 1 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

• **Conclusion :**

La condition d n'est pas vérifié donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Selon (Annexe E2 du BAEL) si la condition a est vérifié mais une ou plus des trois conditions b, c, et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minoré

(Notre cas) donc le calcul du sera fait avec la méthode de Caquot minoré.

• **Principe de la méthode :**

Il s'applique aux planchers a surcharge modérée quand une des trois conditions (a, b, c)

De la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

$$Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$$

Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement a appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. il suffit de réduire la charge permanente G et la remplacer avec $G' = 2/3G$ dans les calculs des moments aux appuis seulement.(BAEL91/99 Art B.6.2 , 210)

Pour le calcul des moments en travée, on utilise la charge réelle G et non pas G' .

• **Evaluation des moments :**

- **Moments sur appuis :**

Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_g \cdot L'_g{}^3 + q_d \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

Poutre une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times p_g \times l'_g{}^2) + (K_d \times p_d \times l'_d{}^2)}{l'_g + l'_d}$$

Tels que $\left\{ \begin{array}{l} l'_d \text{ et } l'_g \text{ longueur fictives} \\ q_d; q_g: \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \\ l' = 0,8.l : \text{ travée intermédiaire} \\ l' = l : \text{ travée de rive} \end{array} \right.$

- **Moments en travée :**

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

$$X_0 = - \frac{V_g}{q_{\text{réel}}}$$

Avec :

M_g : la valeur du moment en appuis de gauche de la travée considérée.

M_d : la valeur du moment en appui de droite de la travée considérée.

L : la portée de la travée considérée

Et :

$$q_u^{\text{réduit}} = 1,35 \times \left(\frac{2}{3}G\right) + 1,5 \cdot Q$$

$$q_u^{\text{réel}} = 1,35G + 1,5Q$$

Application d la méthode :

À L'ELU :

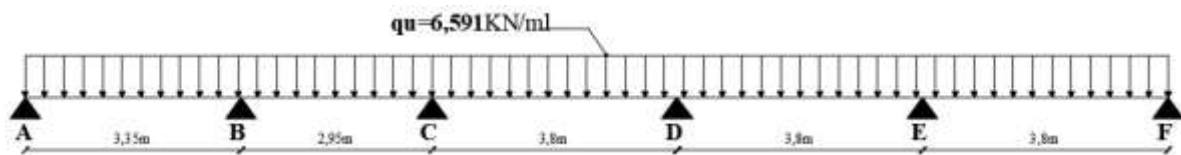


Figure III.4.3 : schéma de la poutrelle a 5 travées

On a :

$$\begin{cases} G = 4,16 \text{ kN/ml} \\ Q = 0,65 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u^{\text{réel}} = 6.591 \text{ kN/ml} \\ q_s^{\text{réel}} = 4.81 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u^{\text{réduit}} = 1,35 \left(2 \times \frac{4,16}{3} \right) + 1,5 \times 0,65 = 4.719 \text{ kN/ml} \\ q_s^{\text{réduit}} = \frac{2}{3} \times 4,16 + 0,65 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

- 1^{er} cas : la poutre repose sur 6 appuis

Travée AB : (travée de rive)

Moments aux appuis :

$$M_A = 0$$

$$M_B = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L_g'^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L_d'^3}{8,5(L_g' + L_d')} = \frac{(4,719 \times 3,35^3) + (4,719 \times 2,36^3)}{8,5(3,35 + 2,36)} = 4.95 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$L'_g = l = 3,35 \text{ m}$$

$$L'_d = 0,81 = 2,36 \text{ m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{0 - (-4,93)}{3,35} - 6,591 \times \frac{3,35}{2} = -9,60 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-9,60) + 6,591 \times 3,35 = 12.50 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-9,60}{6,591} = 1,45 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tAB} = 0 - (-9,60) \times 1,45 - \frac{6,591 \times 1,45^2}{2} = 7.00 \text{ KN.m}$$

Travée BC : (travée intermédiaire)

Moments aux appuis :

$$M_B = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L'_g{}^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)} = \frac{(4,719 \times 3,35^3) + (4,719 \times 2,36^3)}{8,5(3,35 + 2,36)} = 4.95 \text{ KN.}$$

Avec :

$$L'_g = l = 3,35 \text{ m}$$

$$L'_d = 0,81 = 2,36 \text{ m}$$

$$M_c = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L'_g{}^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)} = \frac{(4,719 \times 2,36^3) + (4,719 \times 3,04^3)}{8,5(2,36 + 3,04)} = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$L'_g = 0,81 = 2,36 \text{ m}$$

$$L'_d = 0,81 = 3,04 \text{ m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{-4,95 - (-4,25)}{2,95} - 6,591 \times \frac{2,95}{2} = -9,95 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-9,95) + 6,591 \times 2,95 = 9.50 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-9,95}{6,591} = 1,50 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tBC} = -4,95 - (-9,95) \times 1,50 - \frac{6,591 \times 1,50^2}{2} = 2.60 \text{ KN.m}$$

Travée CD : (travée intermédiaire)

Moments aux appuis :

$$M_C = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L'_g{}^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)} = \frac{(4,719 \times 2,36^3) + (4,719 \times 3,04^3)}{8,5(2,36 + 3,04)} = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L'_g{}^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)} = \frac{(4,719 \times 3,04^3) + (4,719 \times 3,04^3)}{8,5(3,04 + 3,04)} = 5.10 \text{ KN.}$$

Avec :

$$L'_g = 0,8l = 3,04 \text{ m}$$

$$L'_d = 0,8l = 3,04 \text{ m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{-4,25 - (-5,10)}{3,8} - 6,591 \times \frac{3,8}{2} = -12.30 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-12,30) + 6,591 \times 3,8 = 12.80 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-12,30}{6,591} = 1,90 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tCD} = -4,25 - (-12,30) \times 1,90 - \frac{6,591 \times 1,90^2}{2} = 7.20 \text{ KN.m}$$

Travée DE: (travée intermédiaire)

Moments aux appuis :

$$M_D = 5.10 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L'_g{}^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)} = \frac{(4,719 \times 3,04^3) + (4,719 \times 3,8^3)}{8,5(3,04 + 3,8)} = 6.70 \text{ KN.}$$

Avec :

$$L'_g = 0,8l = 3,04 \text{ m}$$

$$L'_d = l = 3,8 \text{ m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{-5,10 - (-6,70)}{3,8} - 6,591 \times \frac{3,8}{2} = -12,10 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-12,10) + 6,591 \times 3,8 = 12,95 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-12,10}{6,591} = 1,80 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tDE} = -5,10 - (-12,10) \times 1,80 - \frac{6,591 \times 1,80^2}{2} = 6,00 \text{ KN.m}$$

Travée EF: (travée de rive)

Moments aux appuis :

$$M_E = 6,70 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0 \text{ KN.}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{-6,70}{3,8} - 6,591 \times \frac{3,8}{2} = -14,30 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-14,30) + 6,591 \times 3,8 = 10,70 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-14,30}{6,591} = 2,20 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tEF} = -6,70 - (-14,30) \times 2,20 - \frac{6,591 \times 2,20^2}{2} = 8,80 \text{ KN.m}$$

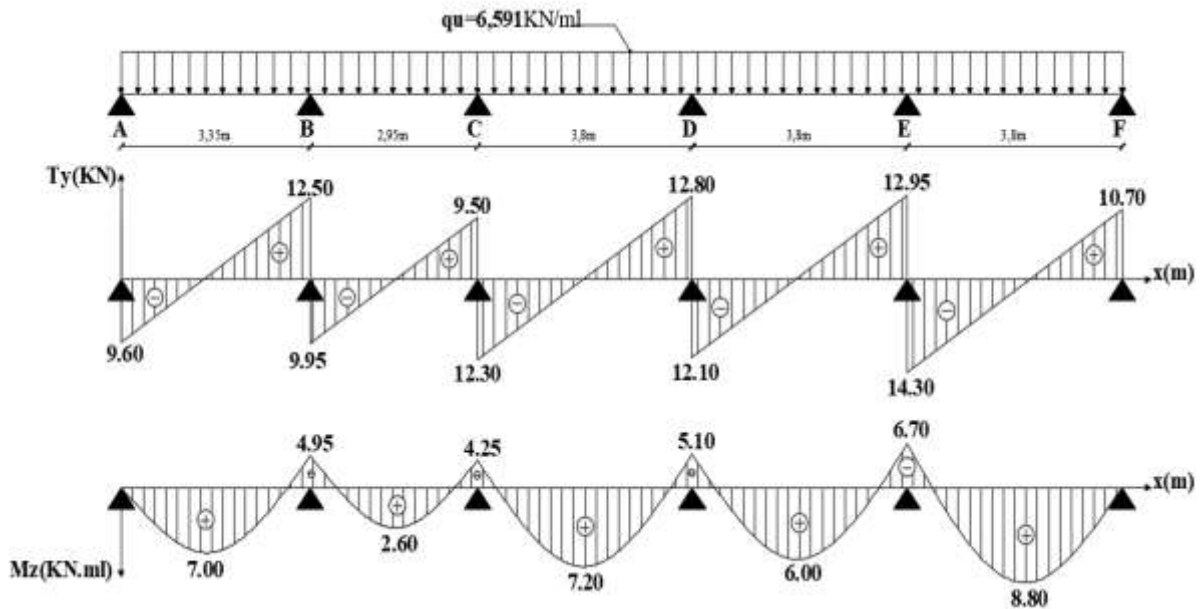


Figure III.4.4 Diagrammes des effort interne L'ELU

- 2^{ème} cas : la poutre repose sur 4 appuis

Travée AB : (travée de rive)

Moments aux appuis :

$$M_A = 0$$

$$M_B = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L_g^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L_d^3}{8,5(L_g + L_d)} = \frac{(4,719 \times 3,80^3) + (4,719 \times 3,04^3)}{8,5(3,80 + 3,04)} = 5.20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Avec :

$$L_g = l = 3,80 \text{ m}$$

$$L_d = 0,8l = 3,04 \text{ m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{0 - (-5,20)}{3,80} - 6,591 \times \frac{3,80}{2} = -11,15 \text{ KN}.$$

$$V_d = (-11,15) + 6,591 \times 3,80 = 13.90 \text{ KN}.$$

$$X_0 = -\frac{-11,15}{6,591} = 1,70 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tAB} = 0 - (-11,15) \times 1,70 - \frac{6,591 \times 1,70^2}{2} = 9.40 \text{ KN.m}$$

Travée BC : (travée intermédiaire)

Moments aux appuis :

$$M_B = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L'_g{}^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)} = \frac{(4,719 \times 3,80^3) + (4,719 \times 3,04^3)}{8,5(3,80 + 3,04)} = 5.20 \text{ KN.m}$$

$$M_c = \frac{q_g^{\text{réduit}} \cdot L'_g{}^3 + q_d^{\text{réduit}} \cdot L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)} = \frac{(4,719 \times 3,04^3) + (4,719 \times 3,80^3)}{8,5(3,04 + 3,80)} = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$L'_g = 0,8l = 3,04 \text{ m}$$

$$L'_d = 3.80 \text{ m}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{-5,20 - (-6,70)}{3,80} - 6,591 \times \frac{3,80}{2} = -12.10 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-12,10) + 6,591 \times 3,80 = 12.95 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-12,10}{6,591} = 1,80 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tBC} = -5,20 - (-12,10) \times 1,80 - \frac{6,591 \times 1,80^2}{2} = 5.90 \text{ KN.m}$$

Travée CD : (travée de rive)

Moments aux appuis :

$$M_c = 6.70 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{-6,70}{3,8} - 6,591 \times \frac{3,8}{2} = -14.30 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-14,30) + 6,591 \times 3,8 = 10.70 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-14,30}{6,591} = 2.20 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tCD} = -6,70 - (-14,30) \times 2,20 - \frac{6,591 \times 2,20^2}{2} = 8.80 \text{ KN.m}$$

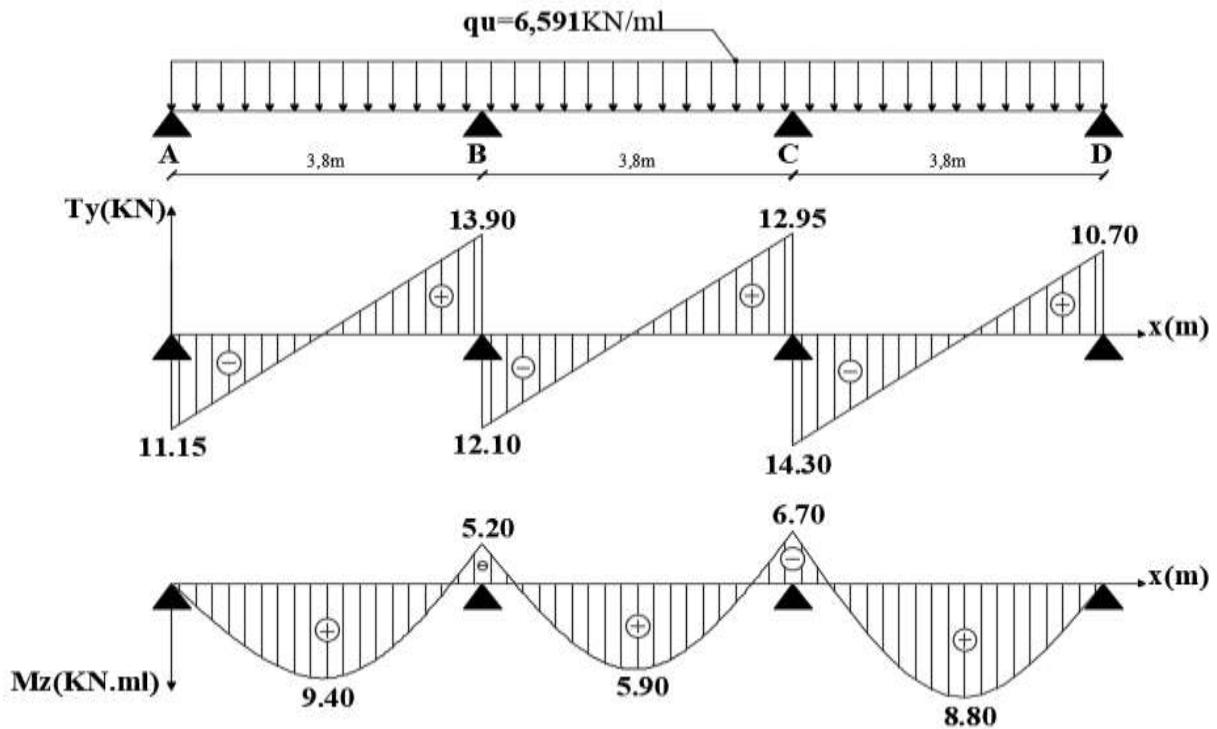


Figure III.4.5 : Diagrammes des efforts internes à L'ELU

- **3^{ème} cas :** la poutre repose sur 2 appuis

Travée AB : (travée de rive)

Moments aux appuis :

$$M_A = M_B = 0$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = 6,591 \times \frac{3,80}{2} = -12.50 \text{ KN.}$$

$$V_d = (-12,50) + 6,591 \times 3,80 = 12.50 \text{ KN.}$$

$$X_0 = -\frac{-12,50}{6,591} = 1,90 \text{ m}$$

Moment en travée :

$$M_{tAB} = 0 - (-12,50) \times 1,9 - \frac{6,591 \times 1,9^2}{2} = 11.90 \text{ KN.m}$$

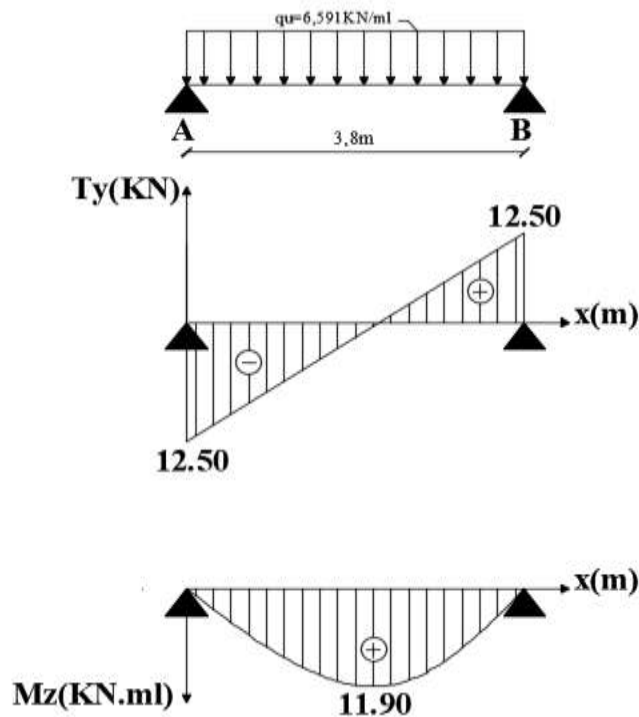


Figure III.4.6 : Diagrammes des efforts internes à L'ELU

III.4.1.2.3. Calculs des armatures :

- **Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

Le ferrailage se fera pour une section en T_é, en considérant les moments maximaux :

- En travée : $M_t \text{ max} = 11,90 \text{ .m}$
- Sur appui : $M_a \text{ max} = 6,70 \text{ KN.m}$

Si : $M_t \text{ max} < M_0$ l'axe neutre est dans la table de compression

Si : $M_t \text{ max} > M_0$ l'axe neutre est dans la nervure

M_0 : Le moment équilibré par la table de compression.

On a :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

A. Armatures longitudinales :

- **En travées :**

On a : $M_t \text{ max} = 11,90 \text{ KN.m}$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = F_{bc} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t \text{ max} < M_0 \Rightarrow$ **L'axe neutre est dans la table de compression.**

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$:

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,90}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,040 < 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) est simplement armée donc les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \quad \text{Donc :} \quad A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{11,90 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = \mathbf{1,93 \text{ cm}^2}$$

Donc on choisit comme armatures : **$A_{st} = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$**

- **Aux appuis :**

. Le moment max aux appuis : $M_a \text{ max} = 6,70 \text{ KN.m}$

La table de compression étant entièrement tendue, le calcul revient au calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$) $b_0 = 12 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,70 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,122 < 0,392$$

$\mu_u < 0,392 \Rightarrow$ **La section est simplement armée**

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,122 \Rightarrow \beta = 0,935$ et $\alpha = 0,1631$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,70 \times 10^3}{0,935 \times 18 \times 348} = \mathbf{1,14 \text{ cm}^2}$$

Donc on choisit comme armatures : **$A_{st} = 2 \text{ HA } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$**

B. Armatures transversales :

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme. (Art A.7.2.2 / BAEL91 modifié 99)

$$\phi_t \leq \min \left[\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right] \quad \text{avec :}$$

ϕ_t : le diamètre des aciers transversaux

ϕ : le diamètre maximale des Armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min[1,2 \text{ cm} ; 0,57 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}] = 0,57 \text{ cm}$$

on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\text{D'où: } A_{st} = 2HA 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1 ,22 /BAEL91 modifié 99)**

- L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0,9d$ et 40 cm .
- $S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{AT \times f_e}{b_0 \times S_t} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{AT \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{50 \times 400}{120 \times 150} = 1,11 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier .}$$

III.4.1.2.4. Vérification à l'ELU :

A. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

$$A^{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A^{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$

Aux appuis : $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$

B. Vérification de rupture par cisaillement : (BAEL 91. Art A.5.1.211)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{14,30 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,66 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration Peu Préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = \{3,33; 5 \text{MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

C. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)

- Aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement qui égale a 1,5 pour les barres de haute adhérence)

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

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

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{14,30 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,40 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,40 < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

D. Ancrage des barres : (Art A.6.1, 221 BAEL91/99) :

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times f_{t28} \times \psi_s^2 = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 = 2,835 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } L_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$$

$$\text{Longueur de scellement mesuré hors crochets est de : } L_c = 0,4 \times L_s = 14 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } L_c = 15 \text{ cm}$$

E. Influence de l'effort tranchant Au niveau des appuis : (BAEL91/Art. A.5.1.313).

- **Influence sur le béton :**

$$\frac{2 V_u}{b_o \times a} \leq 0,8 \frac{f_c}{\gamma_b}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant maximum

a : La longueur d'appuis à considérer qui égale à 0.9 d

b_o : largeur de la poutre qui égale a 12 cm

$$\frac{2 \times 14,30 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1.47 < \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13.33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers :

. **Appuis de rive : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)**

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \times V_{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 14,30 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

. **Appuis intermédiaires : (Art : A.5.1.321 BAEL 91 / 99)**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime **M_u** est inférieure a **0,9V_u.d**, on doit donc prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer

un effort égal a : $V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$D'où : 0,9V_u.d = 0,9 \times 14,30 \times 0,18 = 2.32 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 6.73 \text{ KN. m}$$

Donc : $0,9V_u.d = 2.32 \text{ KN.m} < M_u = 6.73 \text{ KN. m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes.}$

III.4.1.2.5. Calculs à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

- **Plancher terrasse inaccessible :** ELS : $q_s = G + Q = 4,16 + 0,65 = 4,81 \text{ KN / ml}$

- **Plancher étage courant** : ELS : $q_s = G + Q = 3,562 + 0,975 = 4,537 \text{ KN/ml}$

Remarque : Nous remarquons que le chargement plancher terrasse inaccessible est le plus défavorable. Donc on utilise ce plancher pour le calcul de ferraillage

- **1^{er} Cas** : le calcul sera fait avec la méthode de caquot minoré

Les résultats se résument dans le tableau récapitulatif suivant :

Travée	Moment en travée	Efforts tranchant	
		G	D
1-2	5,00	-7,00	9,10
2-3	2,00	-7,30	6,90
3-4	5,30	-9,00	9,30
4-5	4,30	-8,80	9,50
5-6	6,30	-10,40	7,90

- **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 3.60 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.10 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3.70 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0 \text{ KN.m}$$

- **Exemple de calcul :**

$$q_s^{\text{réel}} = 4,16 + 0,65 = 4.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_s^{\text{réduit}} = 2 \times \frac{4,16}{3} + 0,65 = 3,42 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = \frac{3,42 \times 3,35^3 + 3,42 \times 2,36^3}{8,5(3,35 + 2,36)} = 3,60 \text{ KN.m}$$

$$V_g = \frac{-(-3,60)}{3,35} - 4,81 \times \frac{3,35}{2} = -7,00 \text{ KN}$$

$$V_d = -7,00 + 4,81 \times 3,35 = 9,10 \text{ KN}$$

$$X_0 = -\frac{-7,00}{4,81} = 1,45 \text{ m}$$

$$M_t = -(-7,00) \times 1,45 - \frac{4,81 \times 1,45^2}{2} = 5,00 \text{ KN.m}$$

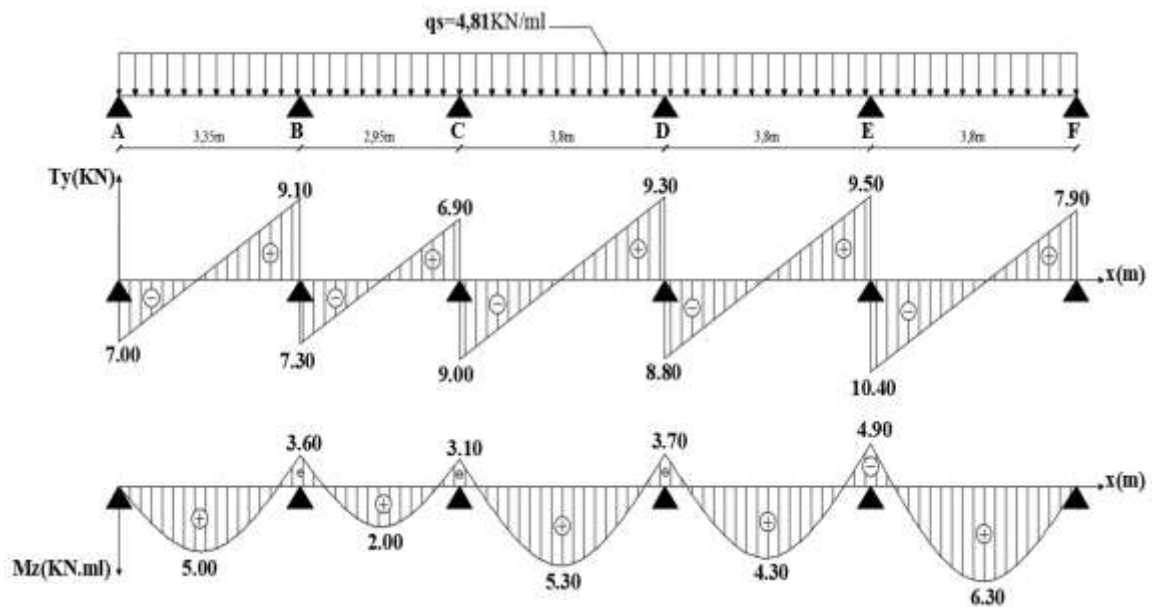


Figure III.4.7 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS

• 2^{ème} Cas : Les efforts internes :

Les résultats se résument dans le tableau récapitulatif suivant

Travée	Moment en travée	Efforts tranchant	
		G	D
1-2	7,00	-8,20	10,10
2-3	4,50	-8,70	9,60
3-4	6,30	-10,40	7,90

- Les moments aux appuis

$M_A = 0$

$M_B = 3.40 \text{ KN.m}$

$M_C = 4.90 \text{ KN.m}$

$M_D = 0$

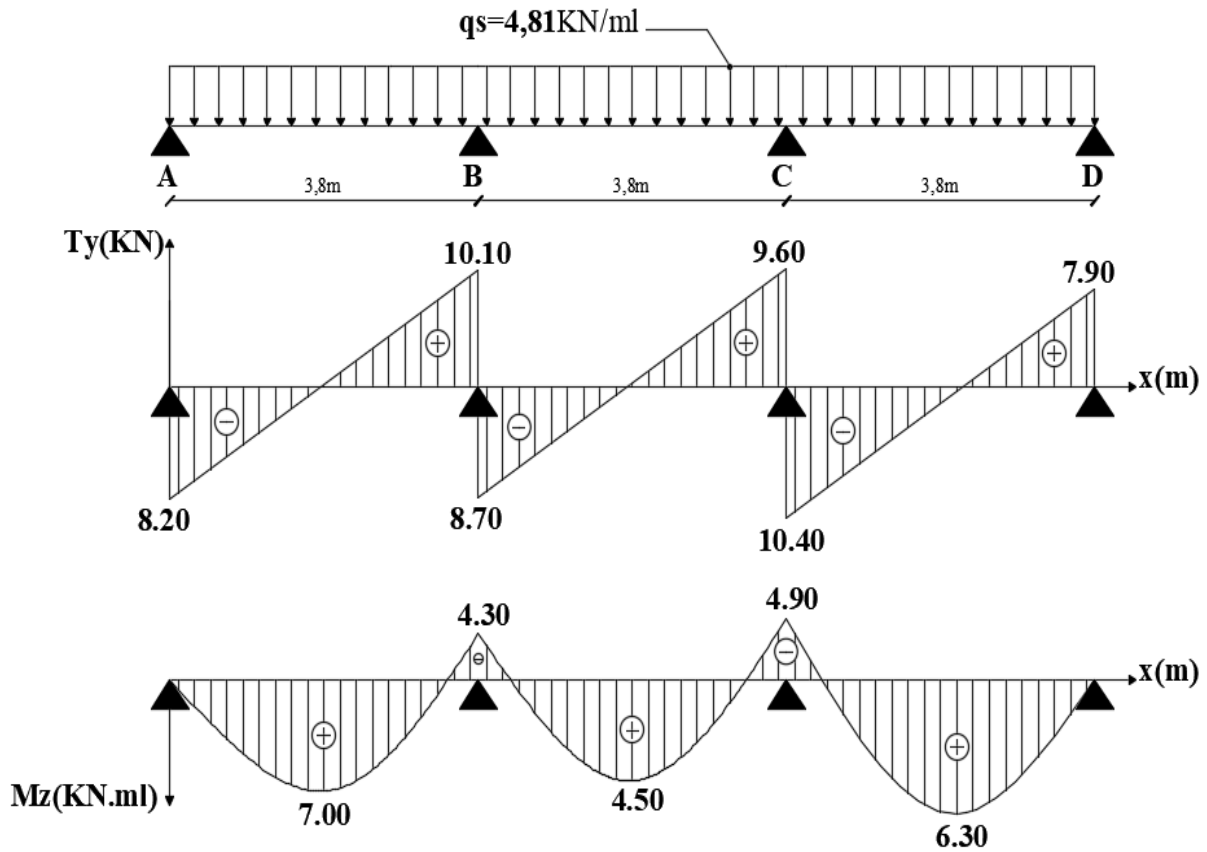


Figure III.4.8 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS

- 3^{ème} Cas :

Les résultats se résument dans le tableau récapitulatif suivant :

Travée	Moments en travée	Efforts tranchant	
		G	D
1-2	8,80	-9,20	9,20

- Les moments aux appuis

$$M_A = M_B = 0$$

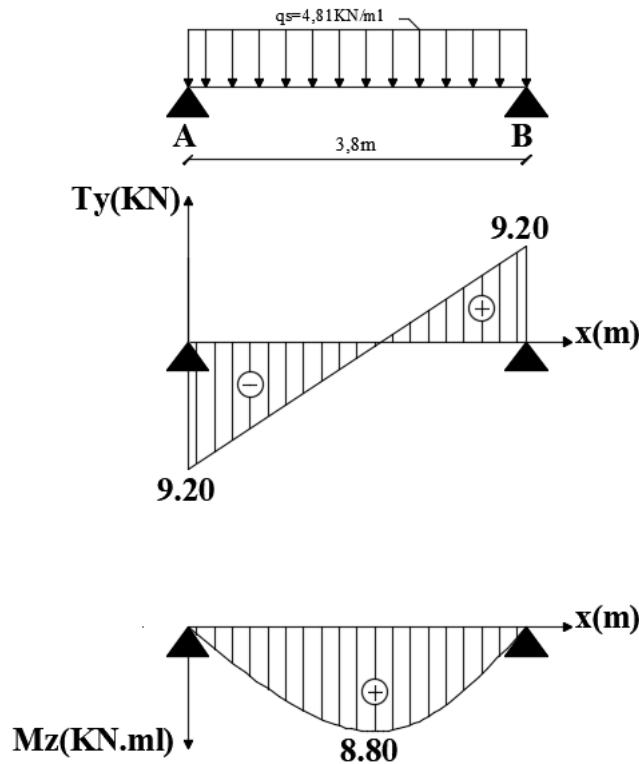


Figure III.4.9 : Diagrammes des efforts internes à L'ELS

III.4.1.2.6 Vérification des contraintes A l'ELS

- Etat limite de résistance du béton en compression : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2).

$$M_t \max = 8.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a \max = 4.90 \text{ KN.m}$$

- En travées :

- On doit s'assurer que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
 $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1.569$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.569$: $\beta = 0.8366$; $K = 15.61$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8,80 \times 10^3}{0,8366 \times 18 \times 3,39} = 172,38 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{172,38}{15,61} = 11.04 \text{MPA}$$

$\sigma_{bc} = 11.04 \text{MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **Aux appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0.727$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 0.727$: $\beta = 0.8765$; $K = 25.985$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{4,90 \times 10^3}{0,8765 \times 18 \times 1,57} = 197.82 \text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{197,82}{25,985} = 7.61 \text{MPA}$$

$\sigma_{bc} = 7.61 \text{MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPA} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,32 BAEL91)**

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art.B.6.8.424 BAEL91 / modifié99) :**

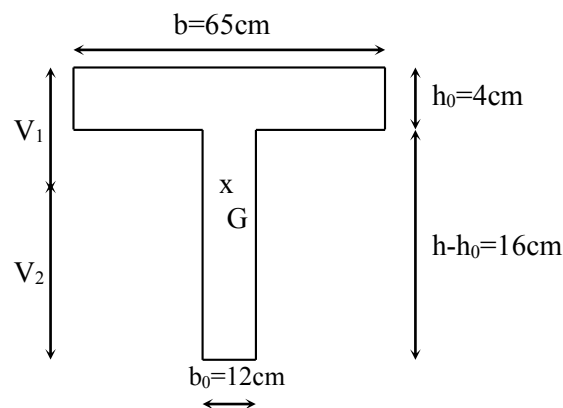
- La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.
- Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0.053 > \frac{1}{22,5} = 0.044 \quad \Rightarrow \text{condition verifier}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{380} = 0.053 > \frac{8,80}{15 \times 11,89} = 0,049 \Rightarrow \text{condition verifier}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_c} \Rightarrow \frac{3,04}{12 \times 18} = 0.014 > \frac{3,6}{400} = 0.009 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifier}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de calculer la flèche.



- **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

E_v : module de déformation différé ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{MPa}$)

E_i : module de déformation instantané ($E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{MPa}$)

I_{fv} ; I_{fi} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \quad \text{et} \quad I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

Avec :

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

Où :

$$V_1 = \frac{S_{ixx'}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ixx'}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{ixx'} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18$$

$$S_{ixx'} = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n \times A = [(b_0 \times h) + (b - b_0)h_0] + n \times A$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,44^3 + 12,56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,016 \Rightarrow \beta_1 = 0,978$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8,80 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 3,39} = 147,46 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,016 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 2.18 \text{ et } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,87$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 147.46 + 2,1} = 0.681$$

$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{21799.84}{1 + 2.18 \times 0.681} = 9651,45$$

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{21799.84}{1 + 0,87 \times 0,681} = 15558$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,80 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 10818,86 \times 15558} = 0.75 < 0.76 \text{ cm } \textbf{condition vérifiée.}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}} = \frac{8,80 \times 10^3 \times 380^2}{10 \times 32164.20 \times 9651,45} = 0.42 \text{ cm } < 0.76 \textbf{ condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée.

III.4.1.3. Conclusion :

- **Armatures longitudinales :**
 - En travée : **3 HA 12 = 3.39 cm²**
 - Aux appuis : **2 HA 10 = 1,57 cm²**
- **Armatures transversales : 2 HA 8 = 1,01 cm²**

III.5. Plancher en dalle pleine :

On opte pour l'épaisseur de la dalle pleine $e = 15 \text{ cm}$ (défini précédemment)

- **Combinaisons des charges :** on a $G = 6,43 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU} \Rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} \Rightarrow q_s = G + Q$$

- Nous avons des charges surfaciques, il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

$$q_u = (1,35 \times 6,43) + (1,5 \times 2,5) = 12,43 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 6,43 + 2,5 = 8,93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Calcul de l'élanement : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,50}{3,40} = 0,74$$

→ Si $\rho_x < 0,4$ ⇒ le panneau travail dans un seul sens

→ Si $0,4 < \rho_x < 1$ ⇒ le panneau travail dans les deux sens (c'est notre cas)

III.5.1. Calcul des moments fléchissant :

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

On tire les valeurs μ_x et μ_y du tableau :

$$\text{on a } \rho_x = 0,74 \text{ et } \vartheta = 0 \text{ (ELU)} \Rightarrow \mu_x = 0,0634 \text{ et } \mu_y = 0,494$$

Donc :

$$M_x = 0,0634 \times 12,43 \times 2,50^2 = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,494 \times 4,93 = 2.44 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments a L'ELU :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur, il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux , on calcul les moment aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire .

- **Moments aux appuis :**

. sens x : $M_a = 0,3 M_x = 0,3 \times 4,93 = 1.479 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_a = 0,3 M_x = 0,3 \times 4,93 = 1.479 \text{ KN.m}$

- **Moments en travées : $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$**

. sens x : $M_t = 0,95 M_x = 0,95 \times 4,93 = 4.68 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_t = 0,95 M_y = 0,95 \times 2,44 = 2.32 \text{ KN.m}$

III.5.2. Calcul des armatures a L'ELU :

- **Aux appuis :** on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x , $M_a x = 1,479 \text{ KN.m}$

. sens x : on a $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{1,479 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,39 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

Donc :

$$A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

on a $\mu_u = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997$

Donc :

$$A_{st} = \frac{1,479 \times 10^2}{0,997 \times 13 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.328 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_o \frac{3-\rho_x}{2} \quad \text{avec : } W_o = 0,8\% \quad \text{pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq W_o \times \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,008 \times \frac{3-0,74}{2} \times 100 \times 15 = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.328 \text{ cm}^2 < A_x = 1.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifier}$$

$$A_{adoptée} \geq A_x = 1,36 \text{ cm}^2$$

on opte pour **4HA 8 = 2,01 cm²**

- **En travées :** on calcul avec le sens le plus défavorable (sens x : Mt = 4.68 KN.m)

. sens x : on a $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{4,68 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,39 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

Donc :

$$A' = 0 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\text{on a } \mu_u = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{4,68 \times 10^2}{0,990 \times 13 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.045 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 / 99)**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_o \frac{3-\rho_x}{2} \quad \text{avec : } W_o = 0,8\% \quad \text{pour les aciers FeE400}$$

$$A_x \geq W_o \times \frac{3-\rho_x}{2} \times b \times h$$

$$A_x \geq 0,008 \times \frac{3-0,74}{2} \times 100 \times 15 = 1.36 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.045 \text{ cm}^2 < A_x = 1.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition non vérifiée**

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_x = 1,36 \text{ cm}^2$$

on opte pour **4 HA 10 = 3,14 cm²**

- **Espacement des barres : (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.8.2, 42)**

Sens x : $S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\} \Rightarrow$ on opte $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y : $S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\} \Rightarrow$ on opte $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.3. Vérifications à l'ELU :

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1, 211 BAEL91 / 99):**

. **calcul de l'effort tranchant :**

. au milieu de l_y : $T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{12,43 \times 2,50 \times 3,40}{(2 \times 3,40) + 2,50} = 11.36 \text{ KN}$

. au milieu de l_x : $T = \frac{P}{3 l_y} = \frac{12,43 \times 2,50 \times 3,40}{3 \times 3,40} = 10.36 \text{ KN}$

Donc on prend : **T max = 11.36 KN**

- **Calcul de la contrainte de cisaillement : $V_u = T_{\text{max}} = 11.36 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11,36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.09 \text{ MPA}$$

- **calcul de la contrainte de cisaillement admissible :**

la fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable , donc la contrainte sera calculée comme suit :

$$\bar{\tau}_u \leq \left\{ \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = \left\{ \frac{0,007 \times 25}{1,5} \right\} = 1.16 \text{ MPa } \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91 / 99)**

. **Aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence)

D'où :

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

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,36 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125} = 0,77 \text{ MPa}$$

- calcul de la contrainte admissible :

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

. En travée :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence)

D'où :

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

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,36 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 0,97 \text{ MPa}$$

- calcul de la contrainte admissible :

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

→ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1, 221 BAEL91/ 99): (Ancrage des barres)**

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

. **Aux appuis :**

$$\tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \Psi S^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2.835 \text{ MPa}$$

Donc :

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282.19 \text{ mm} \quad \text{Soit : } L_s = \mathbf{28 \text{ cm}}$$

. **En travée :**

$$\tau_{su} = (0,6 \times f_{t28} \times \Psi S^2) = 0,6 \times 2,1 \times (1,5)^2 = 2.835 \text{ MPa}$$

Donc :

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352.74 \text{ mm} \quad \text{Soit : } L_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$$

III.5.4. Vérification à l'ELS :

- **Combinaison des charges :**

Nous avons des charges surfacique , il faut les transformées en charges linéaires donc on doit les multipliées **par 1 ml**

$$q_s = 6,43 + 2,5 = 8,93 \text{ KN / ml}$$

Nous avons la Valeur de l'élancement $\rho_x = 0,74$

⇒ le panneau travail suivant les deux sens (notre cas)

- **Calcul des moments fléchissant :**

La charge est uniformément répartie sur toute la surface du panneau, les valeurs des moments suivant les deux directions sont données par :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times q_s \times l_y^2$$

On tire les valeurs μ_x et μ_y du tableau :

$$\text{on a } \rho_x = 0,74 \text{ et } \vartheta = 0 \text{ (ELU) } \Rightarrow \mu_x = 0,0634 \text{ et } \mu_y = 0,494$$

Donc :

$$M_x = 0,0634 \times 8,93 \times 2,50^2 = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,494 \times 3,54 = 1.75 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments a L'ELS :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur , il est nécessaire de tenir compte de la continuité des panneaux , on calcul les moment aux appuis puis les moments en travées pour les panneaux considérer en tenir compte le panneau intermédiaire .

- **Moments aux appuis :**

. sens x : $M_a = 0,3 M_x = 0,3 \times 3,54 = 1,062 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_a = 0,3 M_y = 0,3 \times 1,75 = 0,525 \text{ KN.m}$

- **Moments en travées : $M_t \geq 1,25 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$**

. sens x : $M_t = 0,95 M_x = 0,95 \times 3,54 = 3,36 \text{ KN.m}$

. sens y : $M_t = 0,95 M_y = 0,95 \times 1,75 = 1,66 \text{ KN.m}$

- **Calcul des armatures a L'ELS :** tans que les efforts obtenus depuis la combinaison de l'ELU sont les plus défavorables , donc on adaptions le ferraillage de L'ELU

$$M_{a \max} = 1,062 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 3,36 \text{ KN.m}$$

• **En travées :**

- **Contrainte dans l'acier :** On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad \text{D'où } \rho_1 = 0,24 \Rightarrow K_1 = 48,15 \quad \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3,36 \times 10^6}{0,9215 \times 13 \times 3,14} = 89,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 89,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée .}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :** On doit s'assurer que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\rho_1 = 0,24 \Rightarrow K_1 = 48,15 \quad \beta_1 = 0,921$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89,32}{48,15} = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée .}$$

Conclusion : L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont **suffisantes**.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art A.4.5.3 BAEL91/99) :**

La fissuration est considérée comme étant peu préjudiciable (élément couvert), donc aucune vérification n'est nécessaire à effectuer.

- **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99) :**

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_x} \Rightarrow \frac{15}{250} = 0,06 \geq \frac{3,36}{20 \times 4,93} = 0,03 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,002 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Conclusion : les conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.6. Les escaliers :

III.6.1. Introduction :

Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

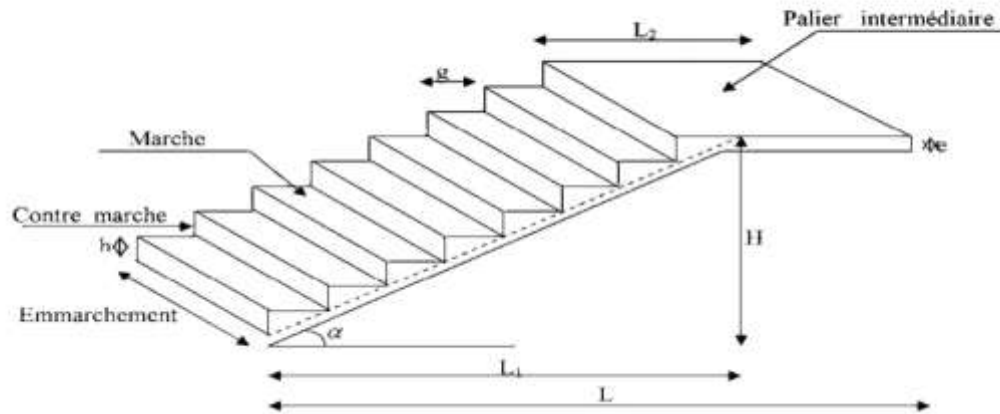


Figure III.6.1 : Terminologie d'un escalier.

Avec :

- h : Hauteur du contre marche.
- g : Longueur de la marche.
- ep : épaisseur de la paillasse et du palier.
- H : Hauteur de la volée.
- L_1 : portée projetée de la paillasse.
- L_2 : largeur du palier.
- L : Longueur de la volée.

III.6.2. Calcul de l'escalier :

Le dimensionnement des marche, contres marches et le nombre de marche se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

- **Hauteur des contres marches :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \Rightarrow \text{Donc : } h=17\text{cm}$$

- **Nombre de marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches. Donc le nombre de marche est de : } n-1=8 \text{ marches.}$$

- **Le giron :**

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

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm.}$$

$59 \text{ cm} \leq g+2h = 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Alors :

- $h = 17\text{cm}$
- $g = 30\text{cm}$
- Nombre de marches :8

III.6.3. Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

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

L_0 : la longueur réelle de la paillasse et des paliers.

- **Remarque :**

La structure comporte deux types d'escalier :

Le premier type est celui menant du niveau **0,00 m** au niveau **1,02 m**. il est constitué d'une volée.

Le second type est celui menant du niveau **1,02 m** au niveau **2,55 m** (est ainsi de suite jusqu'au niveau **25,50 m**). Il est constitué d'une volée et d'un palier de repos.

Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée) :

1^{er} type

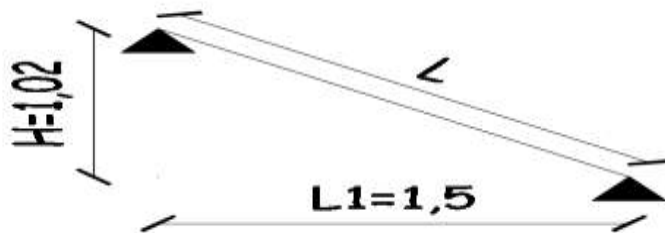


Figure III.6.2 : Schéma du 1^{er} type d'escalier.

$$\text{tg}(\alpha_1) = \frac{H}{L_1} = \frac{1,02}{1,50} = 0,68 \Rightarrow \alpha_1 = 34,22.$$

$$\cos(\alpha_1) = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\cos(\alpha_1)} = \frac{1,50}{\cos(34,22)} \Rightarrow L = 1,80 \text{ m.}$$

Donc :

$$L_0 = L_1 = 1,80 \text{ m.}$$

$$\frac{180}{30} \leq ep \leq \frac{180}{20} \Rightarrow 6 \text{ cm} \leq ep \leq 9 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse $ep= 10 \text{ cm.}$

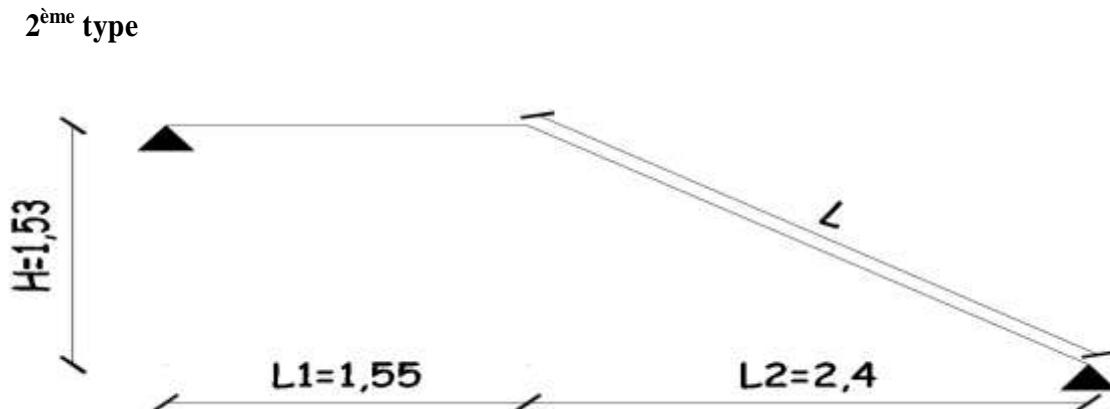


Figure III.6.3 : Schéma du 2^{ème} type d'escalier.

$$\text{tg}(\alpha_2) = \frac{H}{L_2} = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha_2 = 32,52^\circ.$$

$$\cos(\alpha_2) = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\cos(\alpha_2)} = \frac{2,40}{\cos(32,52)} \Rightarrow L = 2,85 \text{ m.}$$

Donc :

$$L_0 = L_1 + L = 1,55 + 2,85 = 4,40 \text{ m.}$$

$$\frac{440}{30} \leq ep \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 14,67 \text{ cm} \leq ep \leq 22 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse $ep= 20 \text{ cm.}$

III.6.4. Détermination des charges et surcharges :

A. Charges permanente :

A.1. LA volée

Tableau III.6.1 : Détermination du poids propre de la volée.

Matériaux	Epaisseur x1 ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0,20}{\cos(32,52)}$	25	5,93

Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25	2,125
Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
Carrelage vertical	0.01	20	0.20
Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde-corps	-	-	0.20
			10,09

A.2. Le palier

Tableau III.6.2 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre du palier	0.20	25	5,00
Poids propre du palier	0.01	20	0.20
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			6,20

B. Surcharge d'exploitation

D'après le DTR B.C. 2.2, la charge d'exploitation pour un escalier est de : Q= 2,5 kN/ml.

III.6.5. Calcul des efforts internes :

- Combinaisons de charges

À l'ELU

Volée : $q_v = 1,35(10,09) + 1,5(2,5) = 17,37$ KN/ml.

Palier : $q_p = 1,35(6,20) + 1,5(2,5) = 12,12$ KN/ml.

À l'ELS

Volée : $q_v = 10,06 + 2,5 = 12,59$ KN/ml.

Palier : $q_p = 6,20 + 2,5 = 8,70$ KN/ml.

III.6.6. Calcul À l'ELU

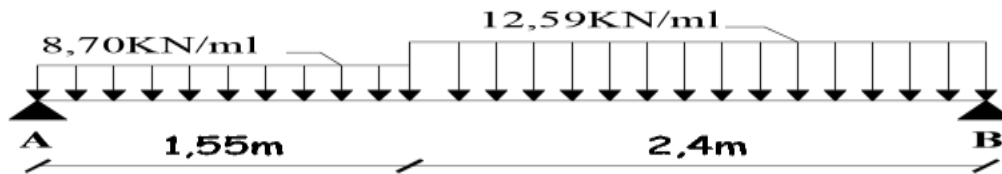


Figure III.6.4 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.

➤ Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12,12(1,55) + 17,37(2,4) \Rightarrow R_A + R_B = 60,50 \text{ KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow 3,95R_B = 12,12\left(\frac{1,55^2}{2}\right) + 17,37(2,4)\left(\frac{2,4}{2} + 1,55\right) \Rightarrow R_B = 32,70 \text{ KN.}$$

D'où : $R_A = 60,50 - 32,70 = 27,80 \text{ KN.}$

Finalement

$$R_A = 27,80 \text{ KN.}$$

$$R_B = 32,70 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Tronçon $0 \leq x < 1,55 \text{ m}$

$$T_y = -12,12x + 27,80 \Rightarrow \text{pour } \begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y = 27,80 \text{ KN.} \\ x=1,55 \text{ m} \Rightarrow T_y = 9,00 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12,12\left(\frac{x^2}{2}\right) + 27,80x \Rightarrow \text{pour } \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0. \\ x=1,55 \text{ m} \Rightarrow M_z = 28,50 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Tronçon $0 \leq x < 2,40 \text{ m}$

$$T_y = 17,37x - 32,70 \Rightarrow \text{pour } \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = -32,70 \text{ KN.} \\ x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow T_y = 9,00 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -17,37\left(\frac{x^2}{2}\right) + 32,70x \Rightarrow \text{pour } \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0. \\ x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow M_z = 28,50 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = 17,37x - 32,70 = 0 \Rightarrow x = \frac{32,70}{17,37} = 1,88 \text{ m.}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M_z = -17,37\left(\frac{x^2}{2}\right) + 32,70.x$.

$$M_{z_{\max}} = 30,80 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- En travée : $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 26,20 \text{ KN.m.}$
- Aux appuis : $M_A = -0,3M_{z_{\max}} = -9,25 \text{ KN.m.}$

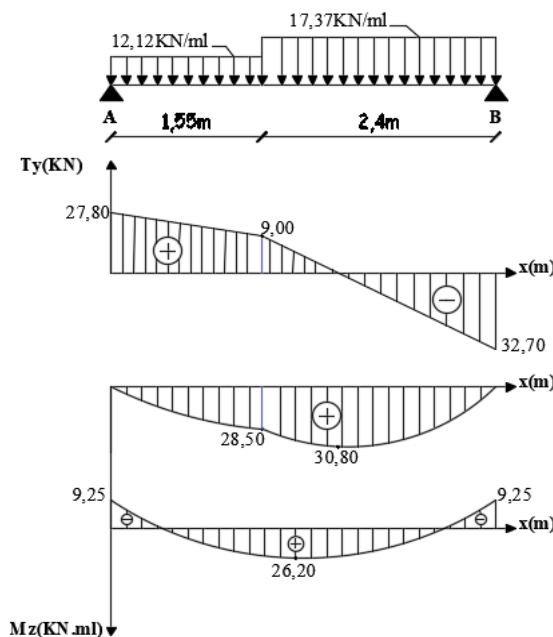


Figure III.6.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

- En travée :
 - Armatures principales :
 $d = 18\text{cm} \quad / \quad b = 100\text{cm} \quad / \quad c = 2\text{cm} .$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{26,20 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,056 .$$

$$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} .$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,20 \times 10^3}{0,971 \times 18 \times 348} = 4,30 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité (Art 4.2.1. BAEL91 / 99)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4,30 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

Soit : **Aadoptée = 5HA 14 = 7,70 cm²**. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article (**Art.A.8.2.41 BAEL91 / 99**) Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à $1/3 A_{adoptée}$, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

$$A_r = \frac{1}{4} A_{adoptée} = \frac{1}{4} \times 7,70 = 1,925 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA 12 = 5,65 cm²**. Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures principales : 5HA 14 = 7,70 cm² ; St = 20cm.**

- **Armatures de répartition : 5HA 12 = 5,65 cm² ; St = 20cm.**

• **Aux appuis :**

- **Armatures principales :**

$$d = 18 \text{ cm} \quad / \quad b = 100 \text{ cm} \quad / \quad c = 2 \text{ cm} .$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,25 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,020.$$

$$\mu = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,25 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité (Art 4.2.1. BAEL91 / 99)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} \leq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} ; \text{ avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

Condition de non fragilité n'est pas vérifiée donc : $A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$.

Soit : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article (**Art.A.8.2.41 BAEL91 / 99**) Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à $1/3 A_{\text{adoptée}}$, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

$$A_r = \frac{1}{4} A_{\text{adoptée}} = \frac{1}{4} \times 4,52 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures principales : 4HA 12 = 4,52 cm² ; S_t = 25cm.**

- **Armatures de répartition : 4HA 10 = 3.14 cm² ; S_t = 25cm.**

III.6.7. Vérification à ELU :

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL91/99. Art.5.1,211)**

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{32,7 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,18 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa.} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/99 A.6.1,3)**

Aux appuis :

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

Donc :

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi$)

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d \cdot \sum \mu_i} = \frac{32,70 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,72} = 1,34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Influence de l'effort tranchant :**

Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312)

$$A_{st_{\text{adoptée}}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st_{\text{ancrer}}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_c} = \frac{1,15 \times 32,70 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,94 \text{ cm}^2.$$

$A_{st_{\text{adoptée}}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st_{\text{ancrer}}} = 0,94 \text{ cm}^2$. Donc les armatures inférieures. La condition est vérifiée ancrées sont suffisantes.

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35 \phi.$$

Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1,0 = 35 \text{ cm.}$

Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$

Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm.}$

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $l_c = 0,4 \cdot l_s$

Pour les HA 10 : $l_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm.}$

Pour les HA 14 : $l_c = 0,4 \times 49 = 19,6 \text{ cm.}$

➤ Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

Armatures principales en travée : $St = 20\text{cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

Armatures principales aux appuis : $St = 25\text{cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

Armatures de répartition : $St = 25\text{cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

III.6.8. Calcul À l'ELS :

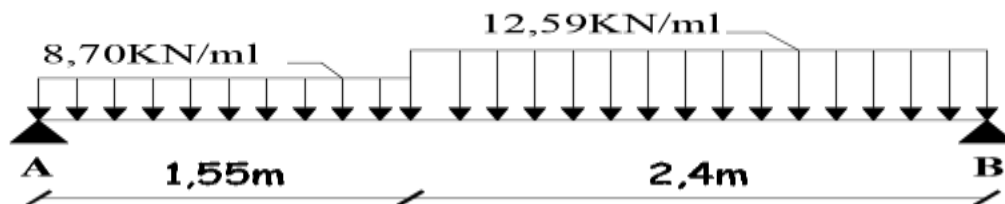


Figure III.2.6 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.

➤ Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8,70(1,55) + 12,59(2,4) \Rightarrow R_A + R_B = 43,70 \text{ KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow 3,95R_B = 8,7 \left(\frac{1,55^2}{2} \right) + 12,59(2,4) \left(\frac{2,4}{2} + 1,55 \right) \Rightarrow R_B = 23,70 \text{ KN.}$$

D'où : $R_A = 43,70 - 23,70 = 20,00 \text{ KN}$.

Finalement

$$R_A = 20,00 \text{ KN.}$$

$$R_B = 23,70 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Tronçon $0 \leq x < 1,55 \text{ m}$

$$T_y = -8,70.x + 20,00 \text{ pour } \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = 20,00 \text{ KN.} \\ x = 1,55 \Rightarrow T_y = 6,50 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -8,7 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 20,00.x \text{ pour } \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0,00. \\ x = 1,55 \Rightarrow M_z = 20,55 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Tronçon $0 \leq x < 2,4$ m

$$T_y = 12,59.x - 23,70 \text{ pour } \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y = -23,70 \text{ KN.} \\ x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow T_y = 6,50 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_z = -12,59\left(\frac{x^2}{2}\right) + 23,70.x \Rightarrow \text{pour } \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0,00. \\ x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow M_z = 20,55 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Calcul du moment maximal $M_{z_{\max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = 12,59.x - 23,70 = 0 \Rightarrow x = \frac{23,70}{12,59} = 1,88 \text{ m.}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M_z = -12,59\left(\frac{x^2}{2}\right) + 23,70.x$

$$M_{z_{\max}} = 22,30 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- En travée : $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 19,00 \text{ KN.m.}$
- Aux appuis : $M_A = -0,3M_{z_{\max}} = -6,70 \text{ KN.m.}$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

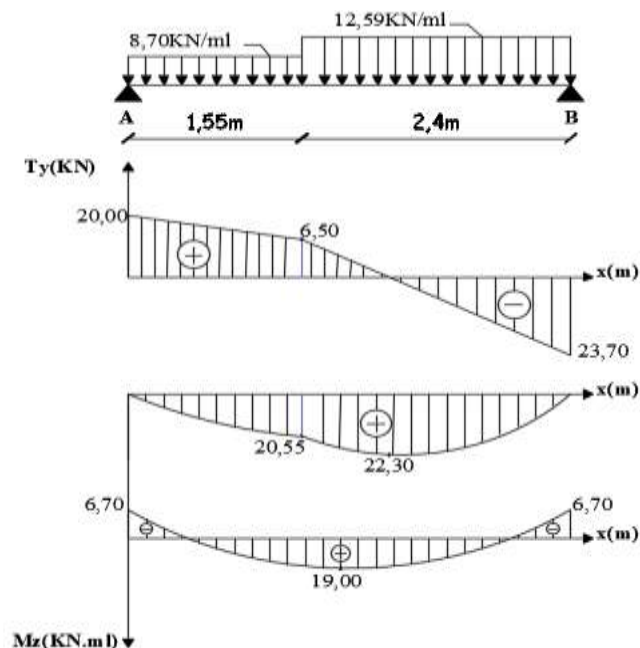


Figure III.6.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.6.9. Vérification à ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton**

En travée :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}.$$

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

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,427.$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,428 / \beta_1 = 0,900 / K_1 = 35,00$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{19,00 \times 10^6}{0,900 \times 180 \times 7,70 \times 10^2} = 152,32 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{152,32}{35} = 4,35 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 4,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

Aux appuis :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}.$$

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

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,25.$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,25 / \beta_1 = 0,9205 / K_1 = 47,89$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,70 \times 10^6}{0,9205 \times 180 \times 5,65 \times 10^2} = 89,46 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89,46}{47,89} = 1,87 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. La condition est vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et au milieu agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**).

➤ **Etat limite de déformation**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{395} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625. \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

La condition ($\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$) n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire.

Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5,2)

$$f_v = \frac{M_s.l^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm.}$$

$$f_i = \frac{M_s.l^2}{10.E_i.I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm.}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700\sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$).

E_i : Module de déformation instantanée. ($E_i = 11000\sqrt[3]{25} = 32164 \text{ MPa}$).

$I_{fv}; I_{fi}$: Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec :

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

Où :

$$V_1 = \frac{S_{ixx'}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ixx'}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{ixx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 18 = 22079 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n \cdot A = b \cdot h + n \cdot A = 100 \times 20 + 15 \times 7,70 = 2115,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{ixx'}}{B_0} = \frac{22079}{2115,5} = 10,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 20 - 10,44 = 9,56 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,44^3 + 9,56^3) + 15 (9,56 - 2)^2 \times 7,70 = 73655,11 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,004$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,004 \Rightarrow \beta_1 = 0,985$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{19 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 7,7} = 139,17 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 5,25 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 2,1$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 139,17 + 2,1} = 0,15$$

$$\Rightarrow I_{IV} = 1,1 \times \frac{73655,11}{1 + 2,1 \times 0,15} = 61612,64 \text{ cm}^4. \text{ et}$$

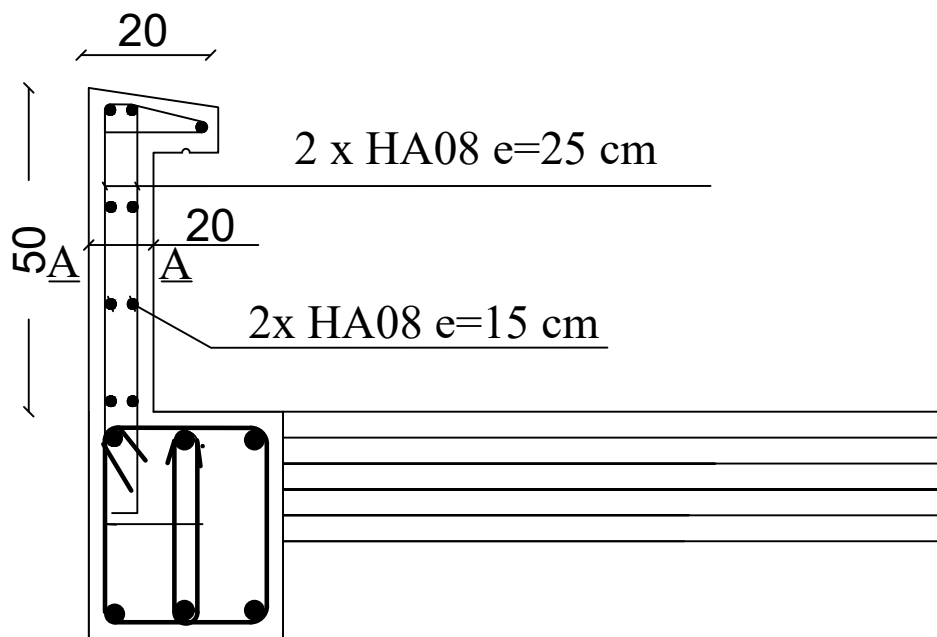
$$I_{fi} = 1,1 \times \frac{73655,11}{1 + 5,25 \times 0,15} = 45326,22 \text{ cm}^4.$$

Au final :

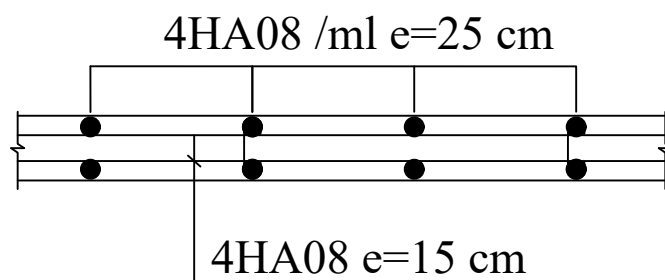
$$f_v = \frac{19 \times 10^3 \times 395^2}{10 \times 10818,86 \times 61612,64} = 0,444 \text{ cm} < 0,79 \text{ cm}. \text{ La condition est vérifiée}$$

$$f_i = \frac{19 \times 10^3 \times 395^2}{10 \times 10818,86 \times 45326,22} = 0,606 \text{ cm} < 0,79 \text{ cm}. \text{ La condition est vérifiée}$$

PLAN DE FERRAILLAGE D'ACROTERE



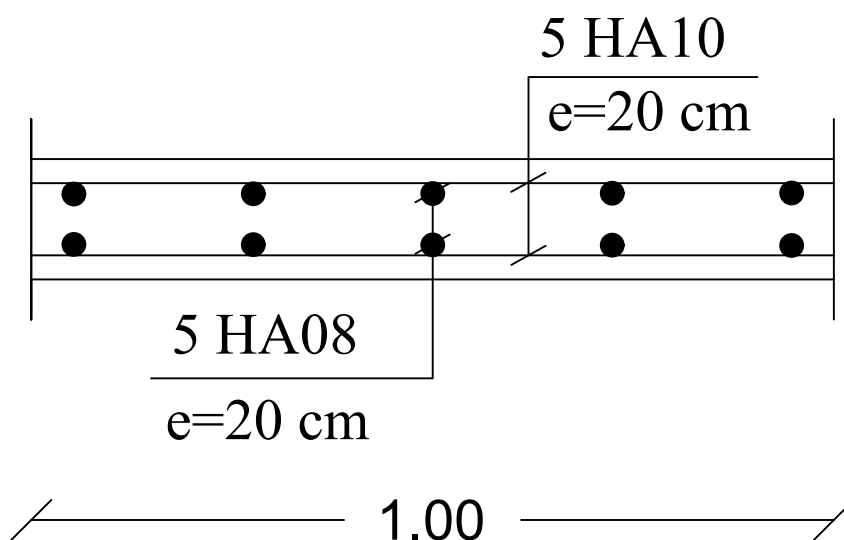
COUPE A-A



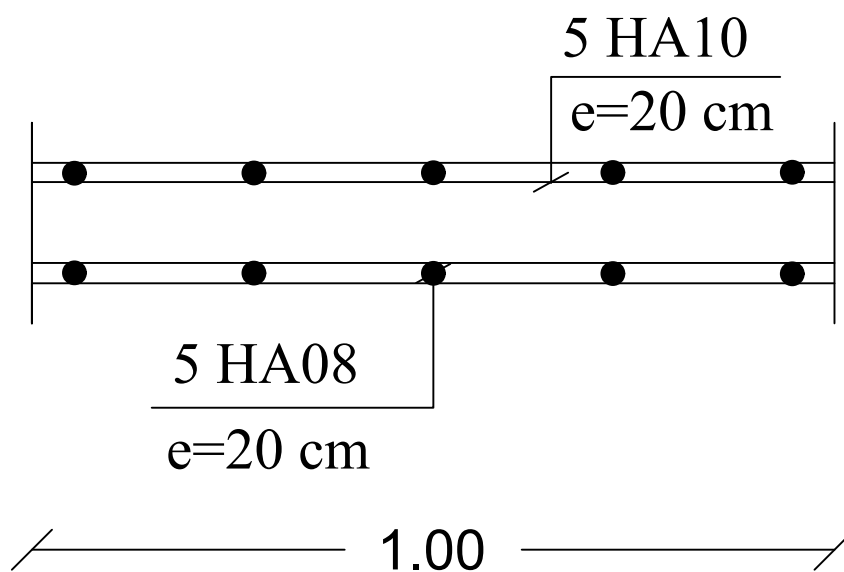
PLAN DE FERRAILLAGE

DALLE SALLE MACHINE

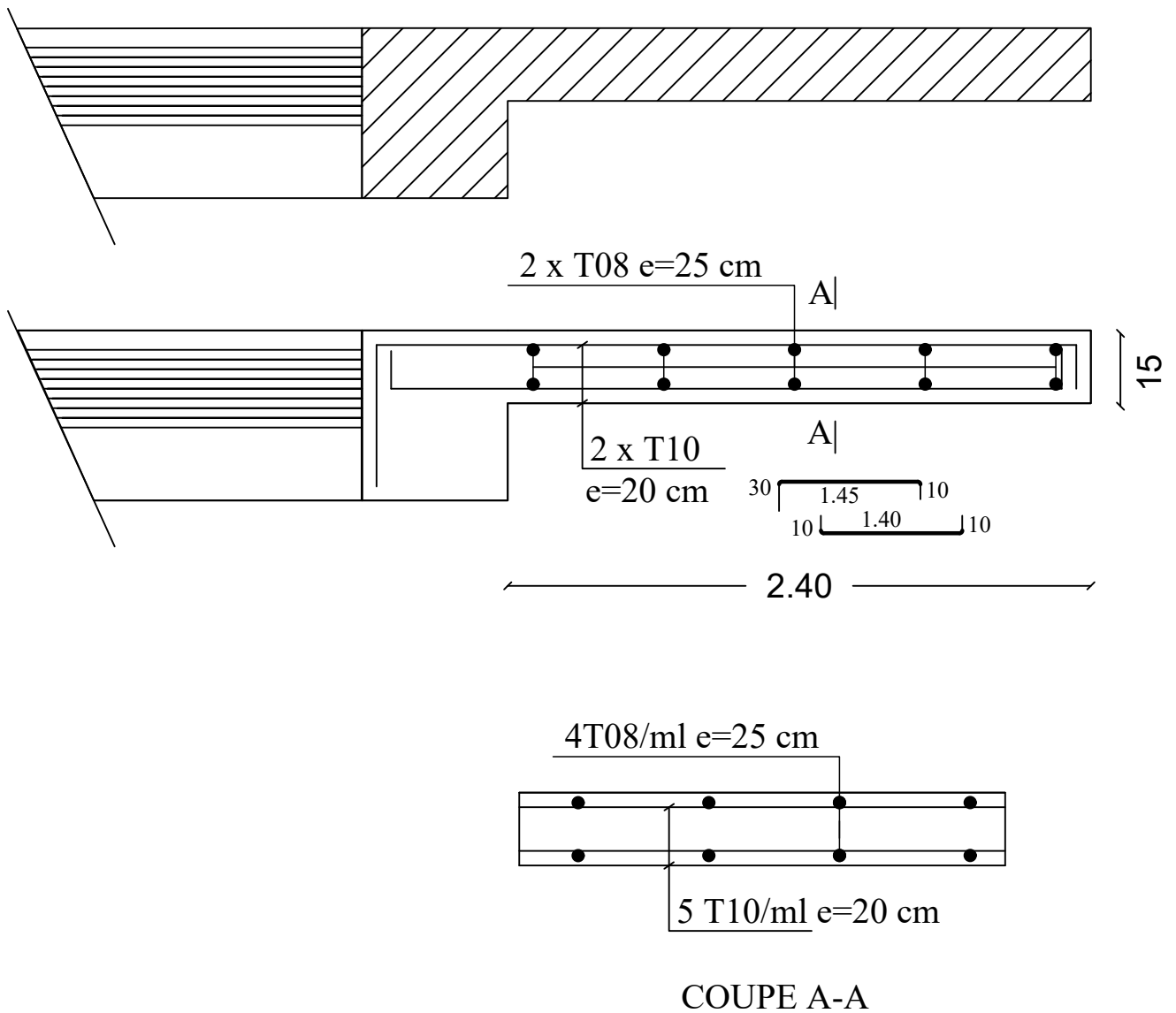
Sens X-X



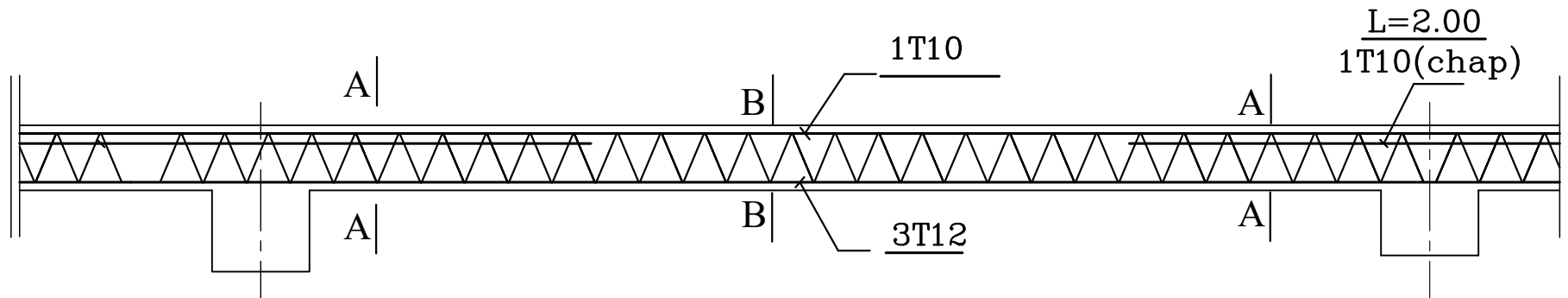
Sens Y-Y



PLAN DE FERRAILLAGE DE BALCON

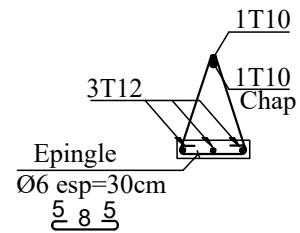


PLAN DE FERRAILLAGE PLANCHER CORPS CREUX

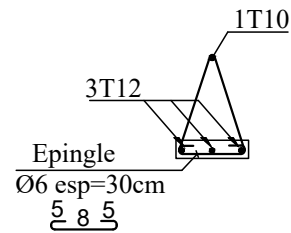


FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE

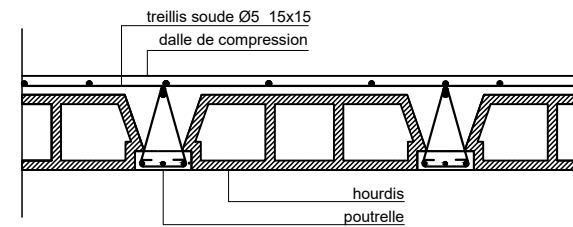
COUPE A-A



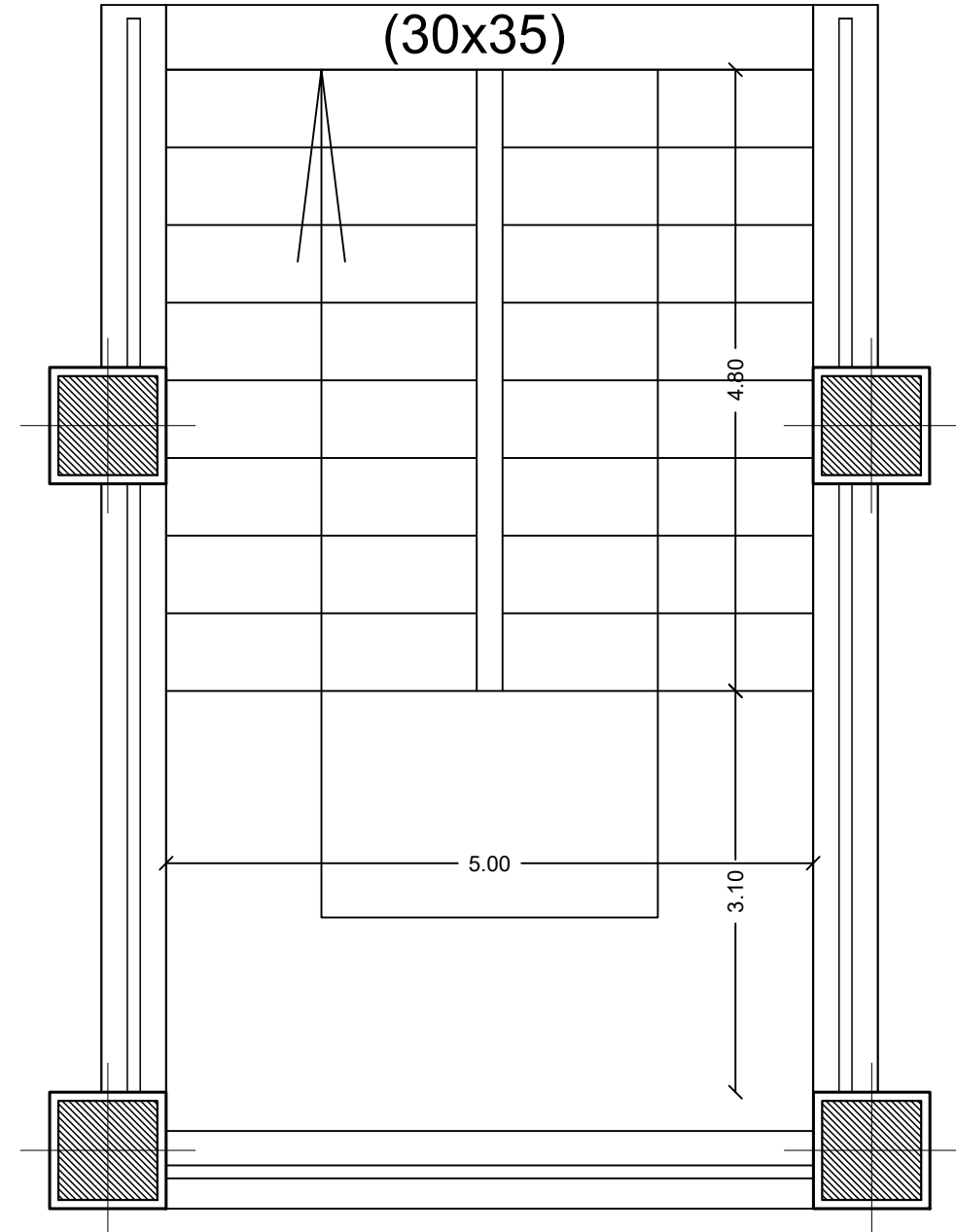
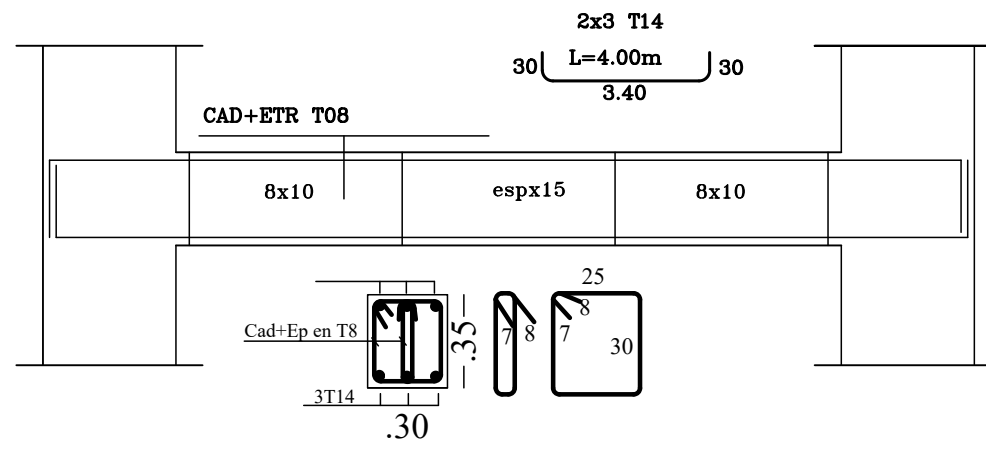
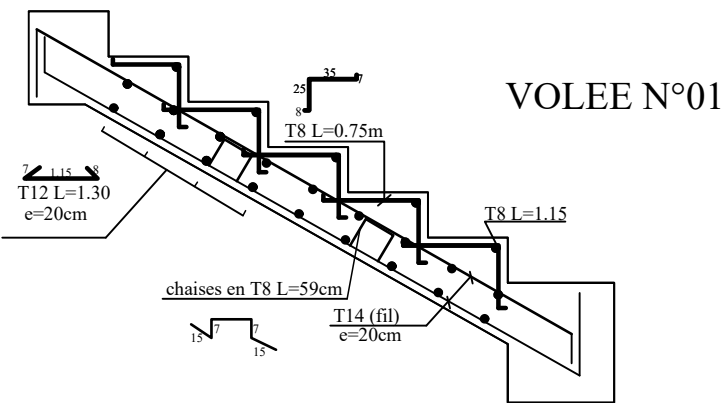
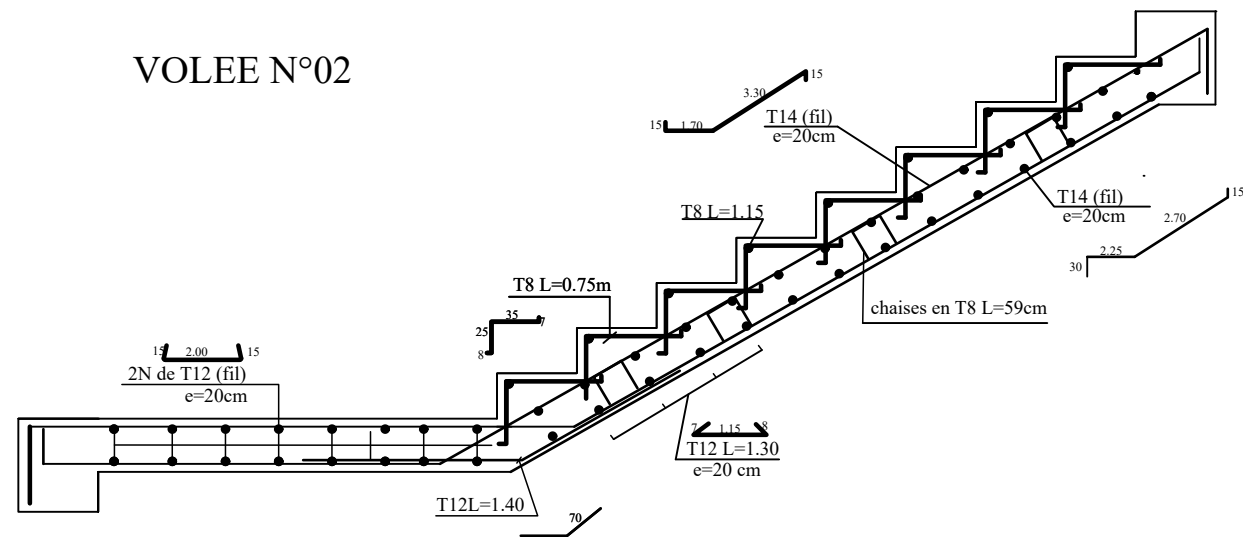
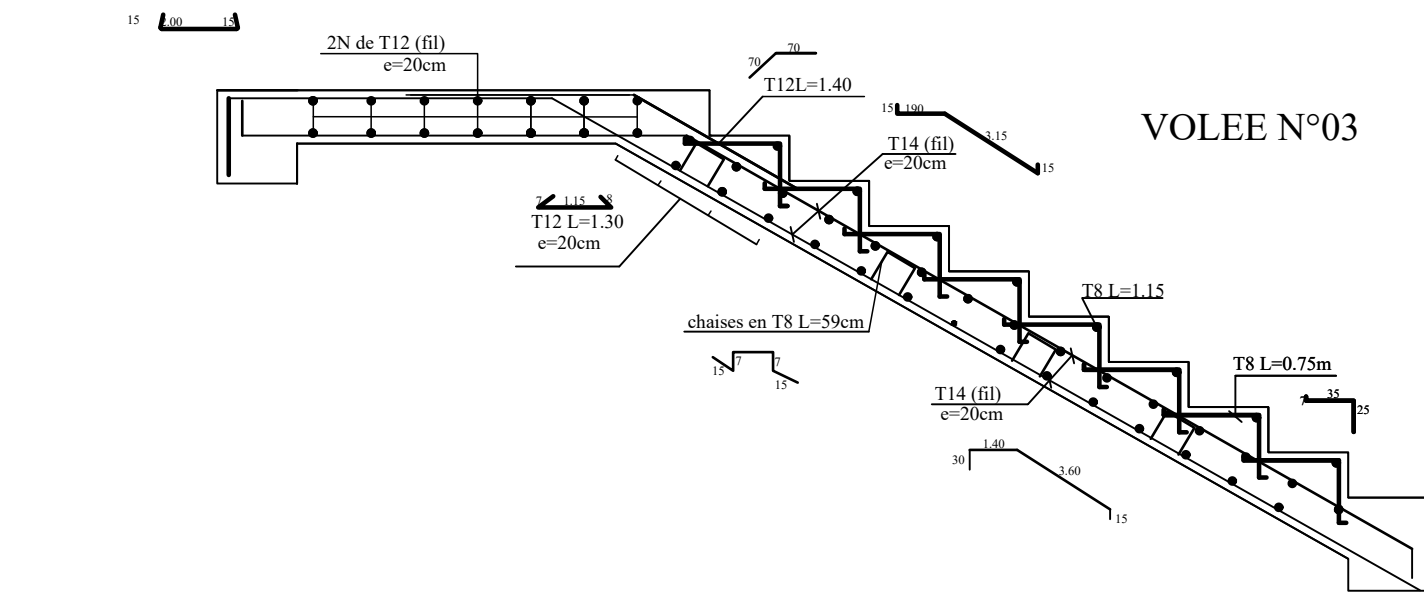
COUPE B-B



DETAIL PLANCHER



COFFRAGE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER NIV 0,00



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

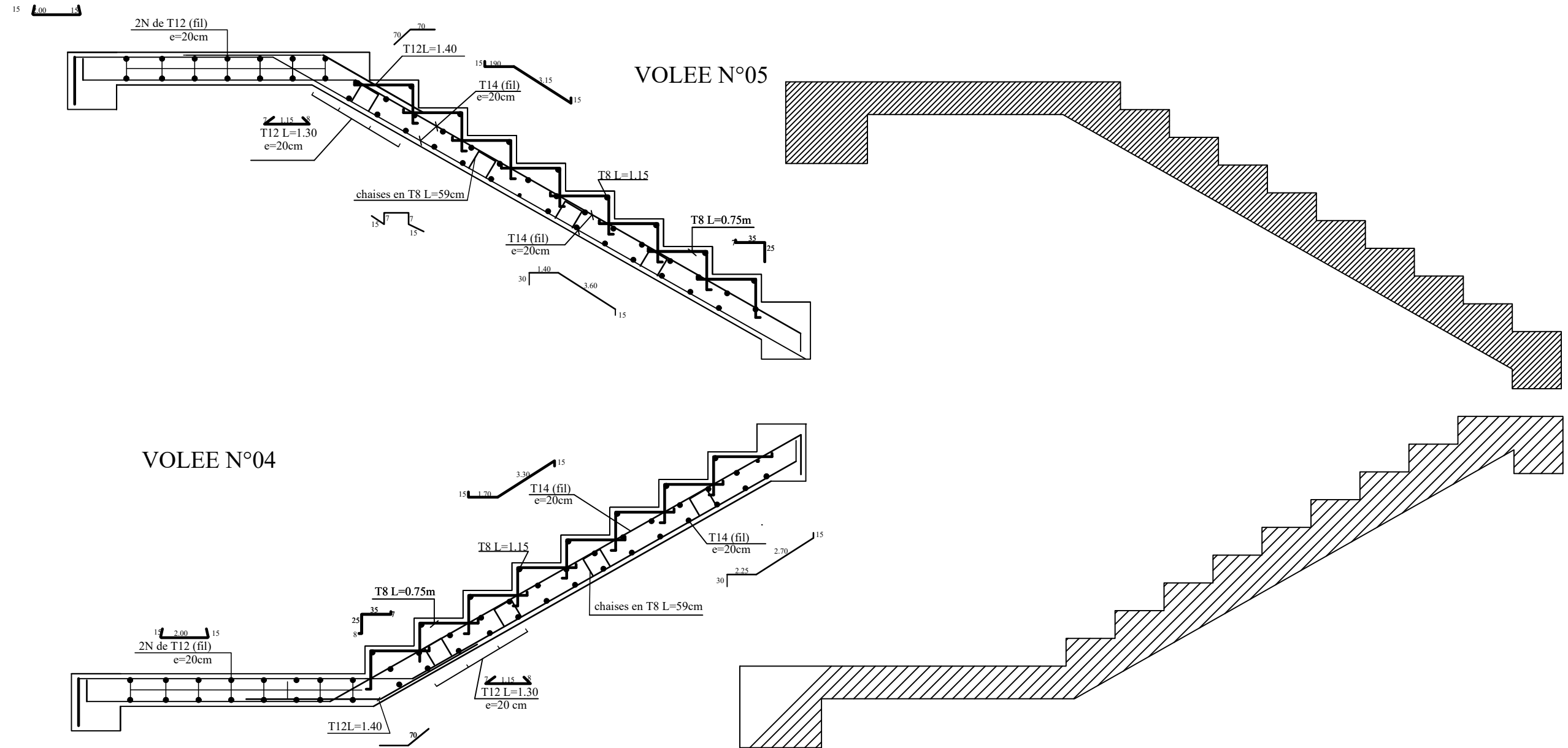
HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia

Planche N°10

Echelle : 1/50

Promotion : 2024

COFFRAGE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER ETAGE COURANT



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia

Planche N°11

Echelle : 1/50

Promotion : 2024

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and rounded corners on the right side.

Chapitre IV

Vérification des exigences du RPA

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Vu que la méthode modale spectrale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci :

Méthode d'analyse modale spectrale : (Article4.3. RPA99/2003)**IV.2.1. Principe de la méthode : (Article4.3.1. RPA99/2003) :**

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

On doit vérifier les exigences suivantes :

- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs
- L'effort normal réduit dans les poteaux.
- L'effet P-Delta.
- Stabilité vis-à-vis au renversement

IV.2.1.1. Vérification du pourcentage de la participation de la masse modale :
(Article 4.3.4 RPA99 / version 2003).

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 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.

Tableau IV.1: le taux de participation massique

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.764371	69.5487	1.0835	69.5487	1.0835	1.8422	1.8422
2	0.676966	2.4315	57.1166	71.9801	58.2002	14.4982	16.3404
3	0.594871	0.5453	15.6545	72.5254	73.8547	58.2428	74.5832
4	0.210413	16.1609	0.041	88.6864	73.8957	0.0193	74.6025
5	0.195448	0.036	11.9257	88.7224	85.8214	2.7185	77.321
6	0.176423	0.0001	2.5637	88.7225	88.3851	11.3604	88.6814
7	0.099809	5.7068	0.0149	94.4293	88.4	0.1591	88.8405
8	0.09131	0.0893	4.8702	94.5186	93.2703	0.8096	89.6502
9	0.084263	0.1375	0.886	94.6561	94.1563	4.6837	94.3339
10	0.060467	2.6044	0.004	97.2605	94.1603	0.1171	94.4509
11	0.053036	0.0394	2.4478	97.2999	96.6081	0.3738	94.8247
12	0.049272	0.0951	0.4573	97.395	97.0654	2.3112	97.1359

→ Le mode 1 a atteint 69,55% (Translation X-X)

→ Le mode 2 a atteint 57,12 % (Translation Y-Y)

→ Le mode 3 a atteint 74,58% (Rotation Z – Z)

→ La valeur de la participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 8**

IV.2.1.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T$$

Avec :

A = 0,15 coefficient d'accélération de **Zone** □ **a.**

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W_T : poids total de la structure

IV.2.1.2.1. Facteur de qualité :

Pour le déterminer il faut vérifier les conditions stipulées dans le règlement parasismique algérien **RPA99 / version 2003** :

a) Régularité en plan :

a1 - le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses
 \Rightarrow **Condition vérifier.**

a3 – La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur ou égale 4.

$$\frac{18,15}{15,40} = 1,18 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifier .}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction données ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$\text{sens x - x : } \frac{3,80}{18,15} = 0,209 < 0,25 L_x \Rightarrow \text{condition verifier .}$$

$$\text{sens y - y : } \frac{1,43 + 1,43}{15,40} = 0,186 < 0,25 L_y \Rightarrow \text{condition verifier .}$$

a4 – les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_{\text{ouverture}} = S_{\text{ascenseur}} + S_{\text{escalier}} = (1,6 \times 1,4) + (2,5 + 3,95) = 12,115 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{t Plancher}} = (18,15 \times 15,40) - [(1,43 \times 2,95) + (1,43 \times 3,8)] = 268,86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} = 12,115 \text{ m}^2 < S_{\text{t Plancher}} = 268,86 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$P_{1x} = P_{1y} = 0$$

b) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

- **Condition non vérifiée dans sens xx**
- **Condition non vérifiée dans le sens yy**

$$P_{2x} = P_{2y} = 0,05$$

c) Conditions minimales sur les files de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventements.

Sens X-X : 4 files chaque file a 5 travées.

$$\frac{2,95}{3,35} = 0,88 ; \frac{3,80}{2,95} = 1,2 ; \frac{3,80}{3,80} = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

Sens Y-Y : 6 files chaque file a 3 travées.

$$\frac{4,45}{5,30} = 0,83 ; \frac{5,30}{2,80} = 1,8 > 1,5 \Rightarrow \text{condition non verifier.}$$

$$P_{3x} = 0 \text{ et } P_{3y} = 0,05$$

d) Redondance en plan :

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Sens X-X : 4 files \Rightarrow **condition vérifier.**

Sens Y-Y : 6 files \Rightarrow **condition vérifier.**

Ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassent pas 1,5.

$$\text{sens x - x: } \frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{5,30}{2,80} = 1,89 > 1,5 \Rightarrow \text{condition non verifier.}$$

$$\text{sens y - y: } \frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{3,80}{2,95} = 1,28 < 1,5 \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

$$P_{4x} = 0,05 \text{ et } P_{4y} = 0$$

e) Contrôle de qualité des matériaux :

$$P_{5x} = P_{5y} = 0$$

f) **Contrôle de qualité d'exécution :**

$$P_{6x} = p_{6y} = 0$$

Tableau IV.2 : Valeurs de pénalités P_q .

Critère «q »	Sens transversal		Sens longitudinal	
	Observation	P_q	Observation	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05	OUI	0,00
2. Redondance en plan	OUI	0,00	NON	0,05
3. Régularité en plan	OUI	0,00	OUI	0,00
4. Régularité en élévation	NON	0,05	NON	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0,00	OUI	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0,00	OUI	0,00
		0,10		0,10

Donc: $Q = 1 + \sum_6^1 P_q$

$$Q = 1 + 0,10 = 1,10 \quad (\text{Dans les deux sens}).$$

IV.2.1.2.2. Justification de système de contreventement :

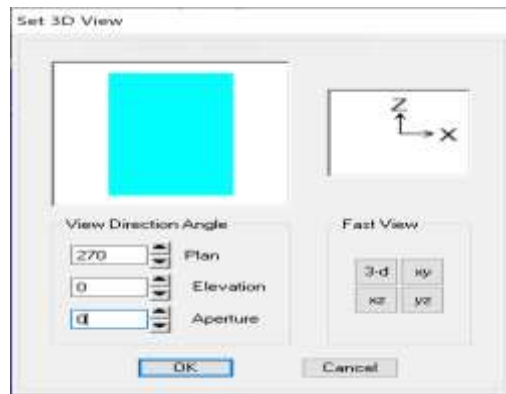
Pour déterminer le coefficient de comportement (R) on doit déduire les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à prendre en considération à l'aide de logiciel ETABS.

en suivant les étapes ci-après :

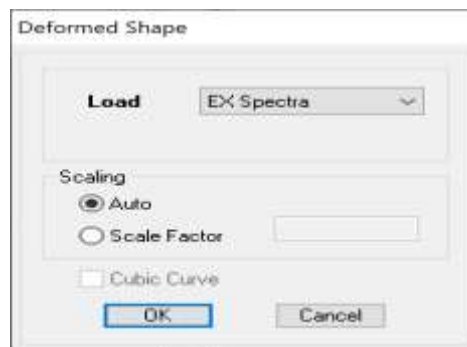
a - Charges horizontales :

Sens x-x :

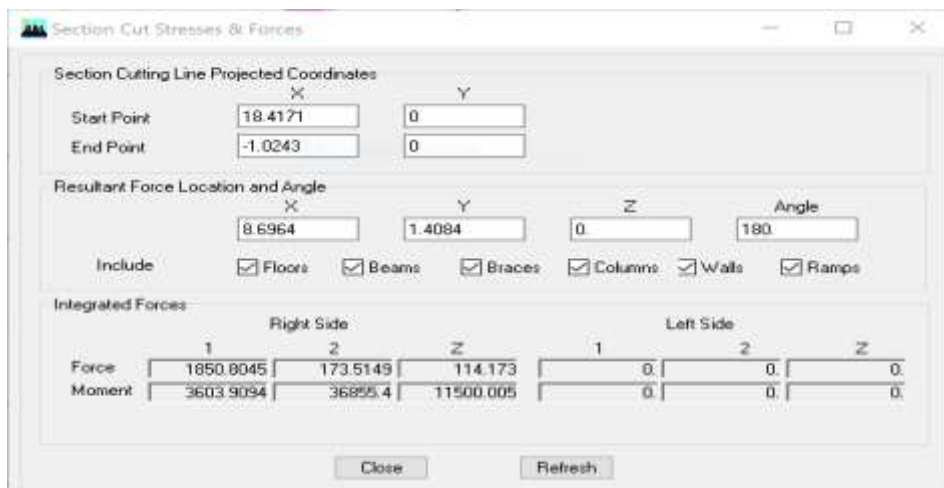
View → **set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne **XZ** on met **0** pour Aperture.

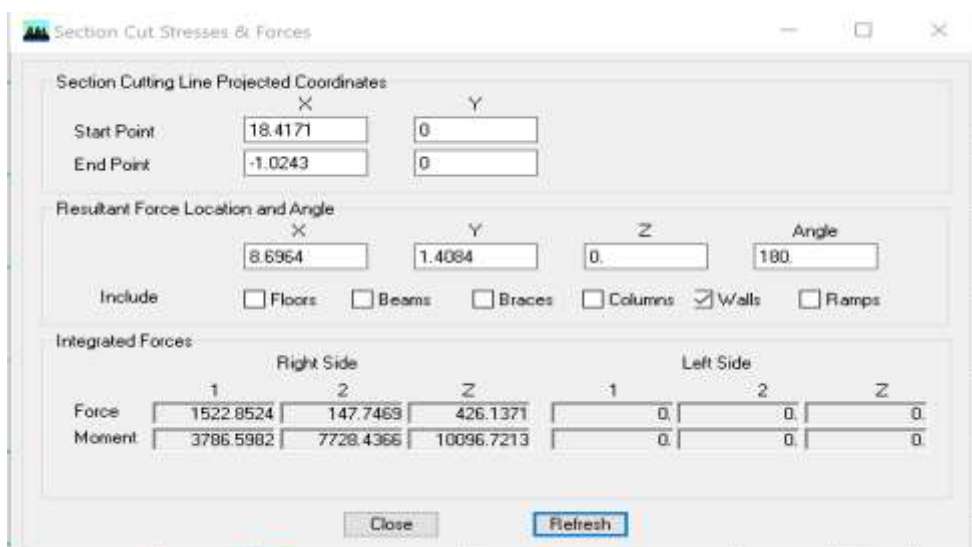


Ensuite → **display** → **show deformed Shape** → on sélectionne la charge.



Ensuite draw → **draw section cut**



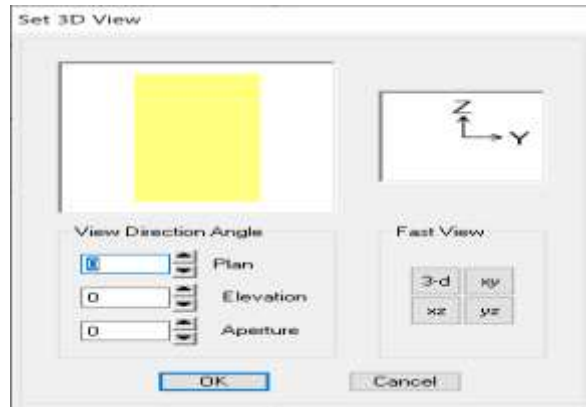


- **Récapitulatif des charges horizontales reprise par les voiles et les portiques dans le sens x-x (combEX) :**

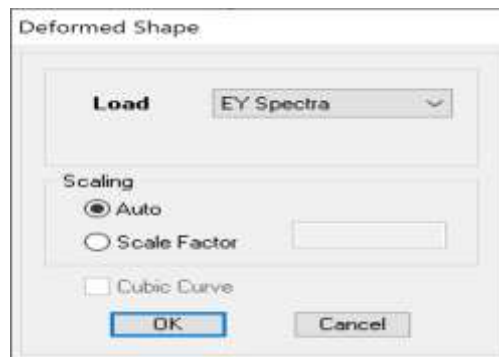
Niveaux	Charges (KN)			Pourcentages (%)	
	Charges totales	Charges des voiles	Charges des portiques	Voiles (%)	Portiques (%)
Terrasse	442,87	166,28	389,52	37,55	62,45
ET7	760,84	372,96	382,12	49,02	50,98
ET6	1011,74	579,65	394,93	57,29	42,71
ET5	1403,87	804,23	551,68	57,29	42,71
ET4	1409,34	807,47	540,64	57,29	42,71
ET3	1677,27	1005,14	604,98	59,93	40,07
ET2	1678,00	1009,43	587,31	60,16	39,84
ET1	1773,12	1163,72	560,34	65,63	34,37
RDC	1808,05	1492,64	289,60	82,56	17,44
Moyenne				52,16	47,84

Sens y-y :

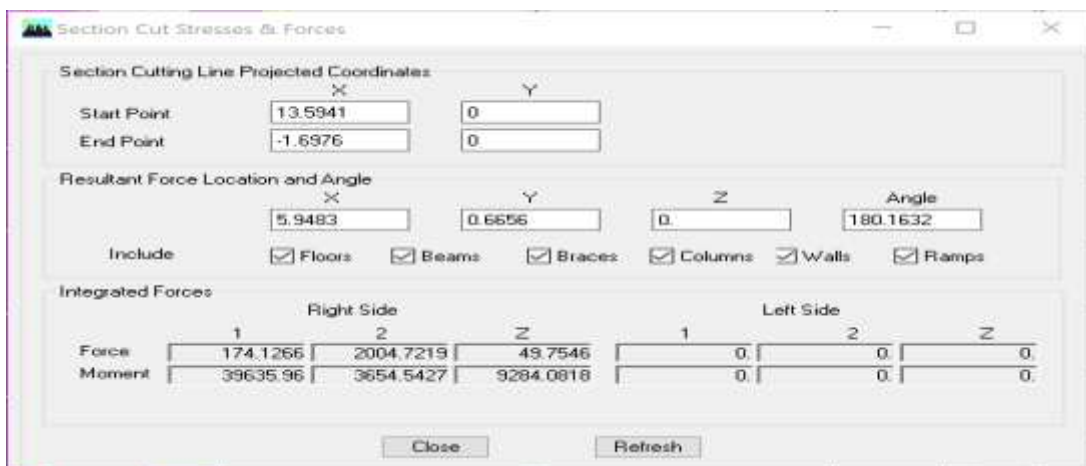
View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne YZ on met 0 pour Aperture elevation et plan

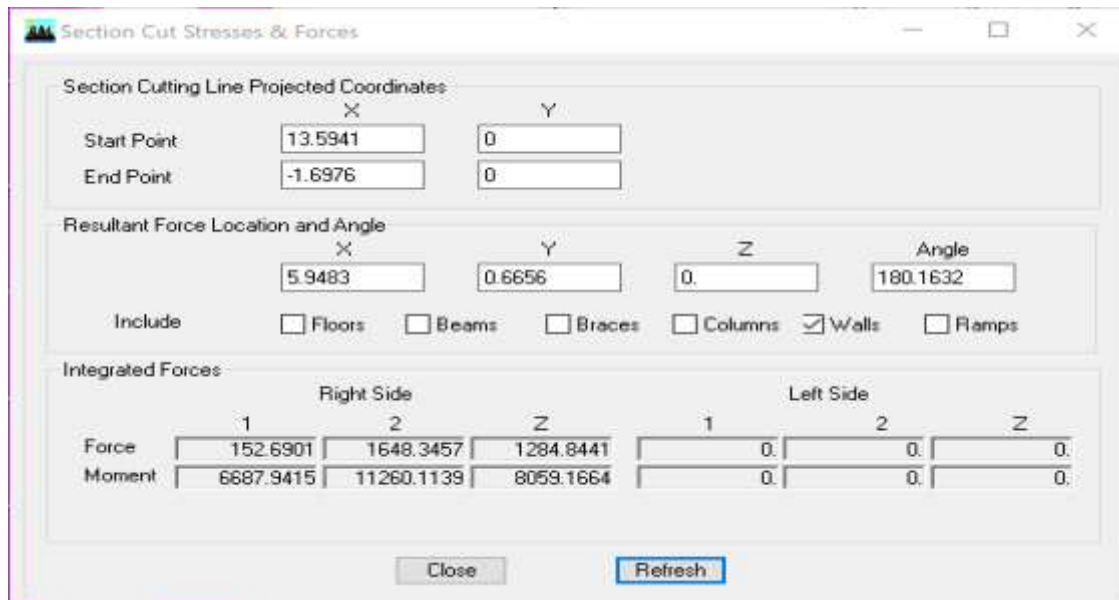


Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la charge.



Ensuite draw →draw section cut



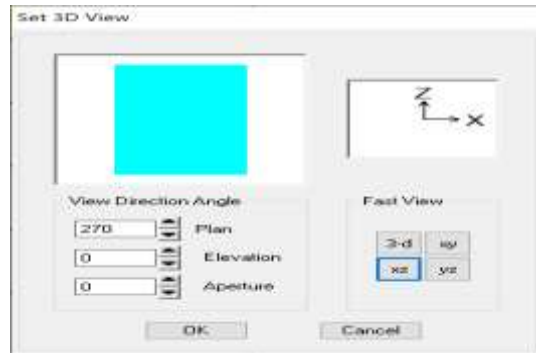


- **Récapitulatif des charges horizontales reprise par les voiles et les portiques dans le sens y-y (combEY)**

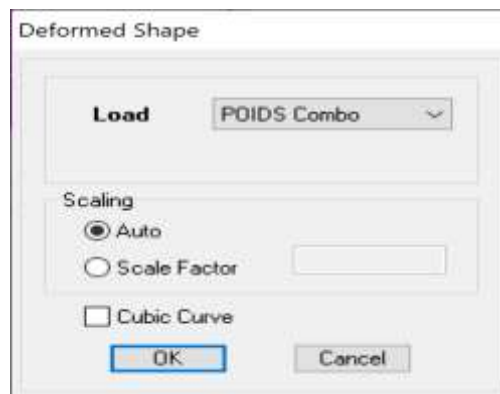
Niveaux	Charges (KN)			Pourcentages (%)	
	Charges totales	Charges des voiles	Charges des portiques	Voiles (%)	Portiques (%)
Terrasse	455,66	198,21	304,04	43,50	56,50
ET7	795,73	407,81	256,89	51,25	48,75
ET6	1081,76	641,11	277,79	59,27	40,73
ET5	1531,12	867,84	475,53	56,68	43,32
ET4	1534,93	867,28	449,17	56,50	43,50
ET3	1705,78	1038,62	450,41	60,89	39,11
ET2	1835,34	1048,49	561,84	57,12	42,88
ET1	1928,48	1226,35	527,54	63,59	36,41
RDC	1983,82	1633,91	254,74	82,36	17,64
Moyenne				59,02	40,98

b- Charges verticales :

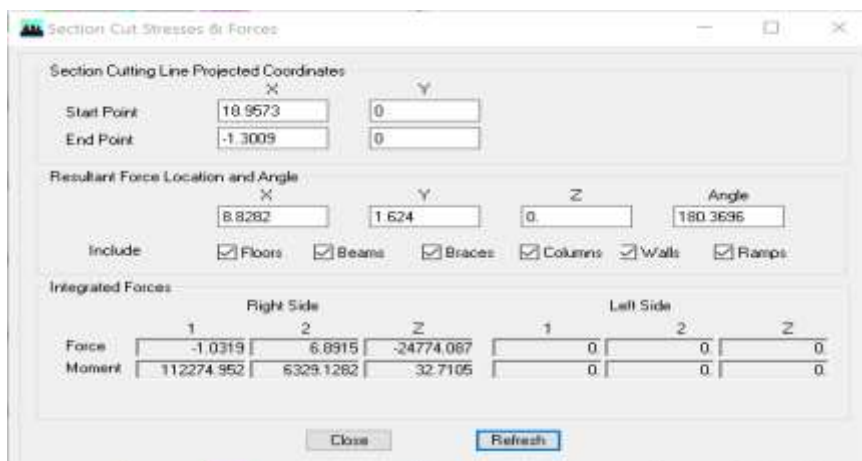
View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ on met 0 pour Aperture.

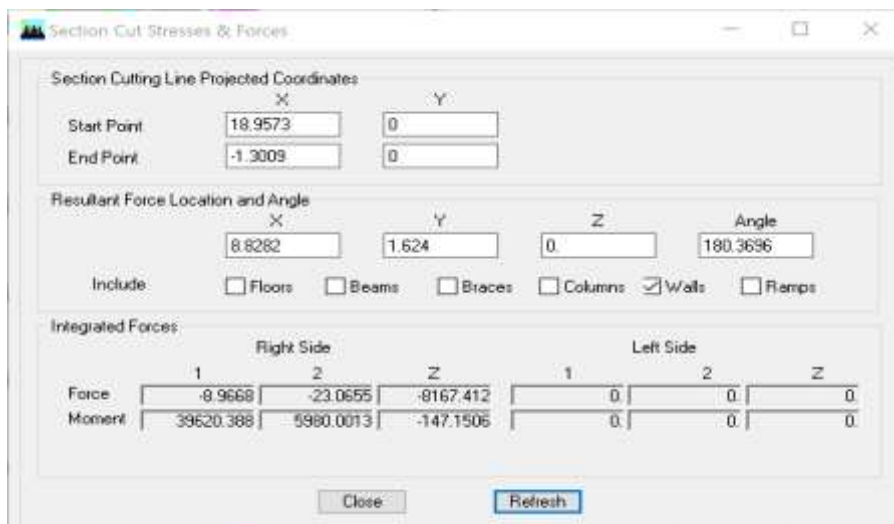


Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la charge.



Ensuite draw →draw section cut





- **Récapitulatif des charges verticales reprise par les voiles et les portiques avec combinaison Poids :**

Niveaux	Charges (KN)			Pourcentages (%)	
	Charges totales	Charges des voiles	Charges des portiques	Voiles (%)	Portiques (%)
Terrasse	2430,59	858,92	1571,67	35,34	64,66
ET7	5449,69	1942,56	3115,98	35,65	64,35
ET6	9759,02	3493,74	6270,06	35,80	64,20
ET5	13235,98	4871,03	8343,73	36,80	63,20
ET4	13289,54	4871,03	8430,87	36,65	63,35
ET3	18073,43	6055,58	12005,16	33,51	66,49
ET2	18887,73	6408,12	12496,61	33,93	66,07
ET1	21767,67	7282,79	14507,47	33,46	66,54
RDC	24774,09	8167,01	16484,40	32,97	67,03
Moyenne				34,90	65,10

- **Conclusion :** d'après l'analyse du logiciel ETABS on constate que :
 - Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens x-x : **52,16 %**
 - Charges horizontales reprises par les voiles dans le sens y-y : **59,02 %**
 - Charges horizontales reprises par les portiques dans le sens x-x : **47,84 %**
 - Charges horizontales reprises par les portiques dans le sens y-y : **40,98%**

- Charges verticales reprises par les voiles : **34,90 % > 20 %**
- Charges verticales reprises par les portiques : **65,10%**

Les portiques reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. Selon le **RPA99 /version 2003 du tableau 4.3**, la structure est de catégorie **4a** et contreventée par des portiques/voiles avec interaction porte. D'où le coefficient de comportement vaut : **R = 5**

IV.2.1.2.3. Facteur d'amplification dynamique moyen :

a) Calcul de la période empirique (RPA99/2003 ART.4.24) :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

$$T = \min\{0,618; 0,603; 0,713\} \Rightarrow T_{emp} = 0,603 \text{ s}$$

D'après l'article : $T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$

Avec : $T_{analytique} = 0,764 \text{ s}$ et $1,3T_{empirique} = 0,783 \text{ s}$

Donc : $T = T_{analytique} = 0,764 \text{ s}$.

b) Calcul de facteur d'amplification dynamique :

Pour le calcul de facteur d'amplification dynamique (**D**) on utilise la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq 0 \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.
- T : $T_{analytique}$

Tableau 4.7/RPA 99 ⇒ site meuble ⇒catégorie 3.

La nature du sol : meuble (site 3) ⇒ $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

η : le facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$: le pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (**tableau 4.2 – RPA99 / Version 2003**)

$$\xi = 10\%$$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,764 \geq 0,7 \quad \text{Condition vérifier}$$

Et :

$$D = 2.5\eta \left(T_2 / T \right)^{2/3} = 2.5 \times 0,764 \left(\frac{0,5}{0,764} \right)^{2/3} = 1,436$$

IV.2.1.2.4. Poids total de la structure : W_{Tot}

On le tire depuis le logiciel ETABS a l'aide de la combinaisons poids

$$W_{Tot} = 25900,83 \text{ KN}$$

Donc :

$$v = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_{Tot} = \frac{0,15 \times 1,436 \times 1,10}{5} \times 25900,83 = 1227,40 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{statique} = 1227,40 \text{ KN}$$

On doit majorer $V_{statique}$ par $0,8V \Rightarrow 0,8 \times 1227,40 \Rightarrow \mathbf{0,8V = 981,90 \text{ KN}}$

→ **Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :**

- **Tableau : Récapitulatif des efforts tranchants calculés à la base avec le logiciel :**

Tableau IV.3 : Efforts tranchants à la base du bâtiment.

EX	All	All	1847.36	177.56
EY	All	All	177.56	2016.12

$$V_{\text{Statique}} = 0,8V = 981,90 \text{ KN.}$$

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1847,36 \text{ KN} > V_{\text{Statique}} = 0,8V = 981,90 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 2016,12 \text{ KN} > V_{\text{Statique}} = 0,8V = 981,90 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_{Statique} obtenue par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode modale spectrale.

IV.2.1.3. Calcul des déplacements relatifs : Art 4.4.3. /RPA 99 version 2003

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement (**R= 5**)

δ_{ek} : déplacement dus aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

$$\Delta k < \overline{\Delta k} = 1\%H_e.$$

- **Récapitulatif des déplacements relatifs selon sens longitudinal x-x :**

Tableau IV.4 : déplacements relatifs des portiques par niveaux (x-x)

Story	Diaphragm	UX	δ_{ek}	R	δ_k	Δk	1%He	Vérfications
TERRASSE	D9	0.0199	0.0199	5	0.06965	0.00735	0.0306	Oui
ET7	D8	0.0178	0.0178	5	0.0623	0.00805	0.0306	Oui
ET6	D7	0.0155	0.0155	5	0.05425	0.00875	0.0306	Oui
ET5	D6	0.013	0.013	5	0.0455	0.0091	0.0306	Oui
ET4	D5	0.0104	0.0104	5	0.0364	0.0091	0.0306	Oui

ET3	D4	0.0078	0.0078	5	0.0273	0.00875	0.0306	Oui
ET2	D3	0.0053	0.0053	5	0.01855	0.0077	0.0306	Oui
ET1	D2	0.0031	0.0031	5	0.01085	0.00665	0.0306	Oui
RDC	D1	0.0012	0.0012	5	0.0042	0.0042	0.0408	Oui

- **Récapitulatif des déplacements relatifs selon sens transversale y-y:**

Tableau IV.5 : déplacements relatifs des portiques par niveaux selon (y-y)

Story	Diaphragm	UY	δ_{ek}	R	δ_k	Δk	1%He	Vérifications
TERRASSE	D9	0.0163	0.0163	5	0.05705	0.0056	0.0306	Oui
ET7	D8	0.0147	0.0147	5	0.05145	0.00595	0.0306	Oui
ET6	D7	0.013	0.013	5	0.0455	0.007	0.0306	Oui
ET5	D6	0.011	0.011	5	0.0385	0.007	0.0306	Oui
ET4	D5	0.009	0.009	5	0.0315	0.0077	0.0306	Oui
ET3	D4	0.0068	0.0068	5	0.0238	0.00735	0.0306	Oui
ET2	D3	0.0047	0.0047	5	0.01645	0.007	0.0306	Oui
ET1	D2	0.0027	0.0027	5	0.00945	0.0056	0.0306	Oui
RDC	D1	0.0011	0.0011	5	0.00385	0.00385	0.0408	Oui

IV.2.1.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (RPA 99/version 2003

Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

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

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

D'où :

En sélectionnant les combinaisons d'action sismique « G + Q ± E » et « 0.8 G ± E » :

$$N_d = 1696.18 \text{ KN}$$

Donc :

$$\vartheta = \frac{1696,18}{(0,45 \times 0,45) \times 25 \times 10^3} = 0,0335 > 0,3 \text{ La condition n'est pas vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section des poteaux.

a- Pour le poteau (50×50) : RDC ; ET1 ; ET2

$$N_d = 1867,54 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{1867,54}{(0,50 \times 0,50) \times 25 \times 10^3} = 0,298 < 0,3 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

b- Pour le poteau (45×45) : ET3 ; ET4 ; ET5 .

$$N_d = 991,68 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{991,68}{(0,45 \times 0,45) \times 25 \times 10^3} = 0,195 < 0,3 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

c- Pour le poteau (40×40) : ET6 ; ET7 ; Terrasse.

$$N_d = 490,33 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{490,33}{(0,40 \times 0,40) \times 25 \times 10^3} = 0,122 < 0,3 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc : les sections de poteaux à retenir définitivement sont :

- **Poteau (50×50) : RDC ; ET1 ; ET2**
- **Poteau (45×45) : ET3 ; ET4 ; ET5**
- **Poteau (40×40) : ET6 ; ET7 ; Terrasse.**

IV.2.1.5 Vérification de l'effet P-Delta : Art 5.9. RAP99/version 2003

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

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 ».

- **Récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) :**

Sens x-x :

Tableau IV.6 : justification vis-à-vis de l'effort P-Delta selon (x-x)

Story	V _{kx}	P _k	h _k	Δ_K	θ_{kx}	$\theta_{kx} < 0,1$
TERRASSE	442.85	3031.88	3.06	0.00735	0.0164445	Oui
ET7	758.34	5746.86	3.06	0.00805	0.0199361	Oui
ET6	1012.96	8461.85	3.06	0.00875	0.0238869	Oui
ET5	1227.39	11254.86	3.06	0.0091	0.0272695	Oui
ET4	1409.17	14047.88	3.06	0.0091	0.0296461	Oui
ET3	1561.19	16840.89	3.06	0.00875	0.0308458	Oui
ET2	1682.89	19721.11	3.06	0.0077	0.029488	Oui
ET1	1775.78	22601.34	3.06	0.00665	0.0276596	Oui
RDC	1832.58	25900.83	4.08	0.0042	0.0145492	Oui

Sens y-y :

Tableau IV.7 : justification vis-à-vis de l'effort P-Delta selon (y-y)

Story	Vky	Pk	Δk	hk	Θ_{ky}	$\Theta_{ky} < 0,1$
TERRASSE	455.8	3031.88	0.0056	3.06	0.0121732	Oui
ET7	795.13	5746.86	0.00595	3.06	0.0140536	Oui
ET6	1081.7	8461.85	0.007	3.06	0.0178951	Oui
ET5	1328.12	11254.86	0.007	3.06	0.0193856	Oui
ET4	1535.99	14047.88	0.0077	3.06	0.023014	Oui
ET3	1705.87	16840.89	0.00735	3.06	0.0237129	Oui
ET2	1836.1	19721.11	0.007	3.06	0.0245704	Oui
ET1	1929.54	22601.34	0.0056	3.06	0.0214362	Oui
RDC	1982.99	25900.83	0.00385	4.08	0.0123252	Oui

⇒ On constate que dans les deux directions, les effets du second ordre sont inférieurs à (0,10), donc l'effet P-Delta peut être négligé selon le **RPA99 / Version 2003**.

IV.2.1.6 vérifications de la stabilité au renversement : (article 4 .41)

D'après l'article « le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant compte le poids total de la construction, au poids des fondation et éventuellement au poids du remblai »

Avec :

Moment stabilisant $M_s = W \cdot V$; où W est le poids total de la structure et V la distance entre son CDG et la fibre la plus éloignée ($V_x = 9,675\text{m}$ et $V_y = 7,1\text{ m}$)

Moment au renversement M_r (dédit du logiciel ETABS)

Poids total de la structure « W » :

$$W_{\text{total}} = W_{\text{superstructure}} + W_{\text{infrastructure}}$$

$$W_{\text{superstructure}} = 25900,83 \text{ KN (Dédit d'ATABS)}$$

$$W_{\text{infrastructure}} = 6911,125 \text{ KN (Calculé dans le chapitre 7)}$$

$$W_{\text{total}} = 32811,96 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{s-x} = 32811,96 \times 9,675 = 317455,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{s-y} = 32811,96 \times 7,1 = 232964,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{r-x} = 36940,076 \text{ KN.m}$$

$$M_{r-y} = 39750,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{r-x} = 36940,076 \text{ KN.m} < 317455,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{r-y} = 39750,88 \text{ KN.m} < 232964,92 \text{ KN.m}$$

Les moments stabilisants sont nettement supérieure aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis au renversement et la condition de l'article **article 4 .41** du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

IV.3. Conclusion :

Après avoir apporté les modifications nécessaire (augmentation de la section des poteaux) et toutes exigences du règlement parasismique algérien (**RPA99 / Version 2003**) sont satisfaites, donc il y a lieu de considérer que la structure est résistante vis-à-vis des sollicitations dynamiques.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

Chapitre V

Ferraillage des éléments porteurs

V.1. Les poutres :**V.1.1 introduction :**

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non-exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration non préjudiciable.

Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8 \pm E$

V.1.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres (Art .7.5.2)**. Armatures longitudinale (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.

Le pourcentage total maximum des aciers est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui :

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40 \varnothing$ en zone I et II
- $50 \varnothing$ en zone III

D'où :

Tableau V.1.1 : pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres .

Dimensions de poutres (cm ²)	A_{minimale} (cm ²) (0,5% de la section)	A_{maximale} (cm ²)	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
P.P (30x45)	6,75	54	81
P.S (30x35)	5,25	42	63

. **Armatures transversales (Art .7.5.2.2)**

La quantité d'armatures minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003. s. b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- . Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de } (h /4, 12 \Phi)$$

- . En dehors de la zone nodale :

$$S \leq h/2$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.3. Calcul des armatures

1 . Armatures longitudinales

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- **P.P.1** : Poutres principales avoisinant les voiles de contreventement
- **P.P.2** : Poutres principales éloignées des voiles de contreventement
- **P.S.1** : Poutres secondaires avoisinant les voiles de contreventement

- **P.S.2 :** Poutres secondaires éloignées des voiles de contreventement

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferraillage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul de BAEL.

Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats :

1. Différence de convention de signes entre les deux logiciels

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et les négatifs des compressions.

Contrairement au « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

2. Bien prendre en compte les coefficients γ_b , γ_s et θ

la valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- **En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU) :** $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$
- **En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (combinaisons sismiques) :**
 $\gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$

- **Poutres principales**

Tableau V.1.2 : déterminations des armatures longitudinales des poutre principales

Groupe	Localisation	M_{max} (KN.m)	Combinaisons		$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
P.P.1	Travée	11.957	ELU	Terrasse	0.82	3HA16+3HA12=9.42	Condition Vérifiée
	Appui _{inf}	154.065	0.8GEY	ET2	9.77	3HA16+3HA14=10.65	Condition Vérifiée
	Appui _{sup}	-184.27	GQEY	ET3	11.89	3HA16+3HA16=12.06	Condition Vérifiée
P.P.2	Travée	26.888	ELU	Terrasse	1,8	3HA14= 4,62	Condition Vérifiée
	Appui _{inf}	91,505	08GEY	ET2	5,62	3HA14+3HA12= 8,01	Condition Vérifiée
	Appui _{sup}	-134.07	GQEY	ET4	8,41	3HA14+3HA14=9.23	Condition Vérifiée

. **Poutres secondaires**

Tableau V.1.3 : déterminations des armatures longitudinales des poutre secondaires

Groupe	Localisation	M_{max} (KN.m)	Combinaisons		$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	$A_{min} < \mathbf{A}_{adoptée} < A_{max}$
P.S.1	Travée	19.843	ELU	ET7	1,55	3HA14=4.62	Condition Vérifiée
	Appui _{inf}	98.469	08GEX	ET3	6,97	3HA14+3HA12=8.01	Condition Vérifiée
	Appui _{sup}	-105.651	GQEX	ET4	7,52	3HA14+3HA12=8.01	Condition Vérifiée
P.S.2	Travée	18.421	ELU	ET7	1,44	3HA14=4.62	Condition Vérifiée
	Appui _{inf}	72.25	GQEX	ET4	5,03	3HA14+3HA12=8.01	Condition Vérifiée
	Appui _{sup}	-83.313	GQEX	ET5	5,84	3HA14+3HA12=8.01	Condition Vérifiée

2. Armatures transversales :

Poutres principales :

Espacement maximum entre les armatures transversales

- **Zone nodale** : $S_{max}^t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(45/4, 12 \times 16) \Rightarrow 10 \text{ cm}$
- **Zone courante** : $S^t \leq h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm}$

D'où :

- **Zone nodale** : $A_t = 0.003 . s . b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$
- **Zone courante** : $A_t = 0.003 . s . b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :

Espacement maximum entre les armatures transversales

- **Zone nodale** : $S_{max}^t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(35/4, 12 \times 14) \Rightarrow 10 \text{ cm}$
- **Zone courante** : $S^t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm}$

D'où :

- **Zone nodale** : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$
- **Zone courante** : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.5 du RPA 99 comme suit :

$$l' = 2h$$

Avec :

- l' : longueur de la zone nodale
- h : hauteur de la poutre

D'où :

- **Poutre principale** : $l' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$
- **Poutres secondaires** : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.1.4. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL91/ Art. A .4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (P.P.1 et P.P.2)** : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 44,975 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}$
- **Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2)** : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 34,975 \times \frac{2,1}{400} = 1,27 \text{ cm}$

Toutes les sections adoptées sont supérieurs à A_{\min} , donc, la condition est vérifiée .

2. Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\tau_u = \frac{114,98 \times 10^3}{300 \times 425} = 0,90 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\tau_u = \frac{39,52 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,40 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

3. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 ,3)

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

ψ_s : coefficient de scellement (En fonction de la nuance de l'acier)

$\psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence)

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

Où :

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \times (3 \times 3,14 \times 16) = 301,44 \text{ mm}$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \times (3 \times 3,14 \times 14) = 263,76 \text{ mm}$

D'où :

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\tau_{se} = \frac{114,98 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 301,44} = 1 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\tau_{se} = \frac{39,52 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 263,76} = 0,51 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4. Ancrage des barres

- (BAEL 91/ Art. A .6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence Fe400 et pour $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35 \emptyset$

- RPA99/ Art .7.5.2.1

La longueur de recouvrement est de $40\emptyset$ en zone II.

D'où :

- Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1,2 = 48$ cm
- Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1,4 = 56$ cm
- Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1,6 = 64$ cm

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de $L_c = 0,4 l_s$

- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 48 = 19,2$ cm
- Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22,4$ cm
- Pour les HA 16 : $L_c = 0,4 \times 64 = 25,6$ cm

5. Influence de d'effort tranchant

- Au niveau des appuis (BAEL91 / Art.A.5.1,312)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\frac{1,15 \times 114,98 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3,31 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\frac{1,15 \times 39,52 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,14 \text{ cm}^2 < A_{st} = 9,23 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Sur le béton (BAEL / A.5.1,313)

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\frac{2 \times 114,98 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 425} = 1,50 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\frac{2 \times 39,52 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 325} = 0,68 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

V.1.5. Vérification à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

β_1 et K_1 sont obtenus à l'aide des abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Donc :

. Poutres principales

Tableau V.4 : vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales

Groupe	Localisation	$M_s \text{ max}$ (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
P.P.1	Travée	7,870	9,42	0,738	0,8758	25,26	22,45	0,878	C. Vérifiée
	Appuis inf	9,659	10,65	0,835	0,8698	23,39	24,53	1,048	C.Vérifiée
	Appuis sup	-48,033	12,06	0,945	0,8636	21,65	108,51	5,012	C.Vérifiée
P.P.2	Travée	20,687	3,39	0,260	0,919	46,73	156,24	3,34	C.Vérifiée
	Appuis inf	44,468	6,78	0,530	0,891	30,87	179,99	5,83	C.Vérifiée
	Appuis sup	-74,367	10,65	0,835	0,8698	23,39	188,89	8,075	C.Vérifiée

. Poutres secondaires

Tableau V.5 : vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires

Groupe	Localisation	$M_s \text{ max}$ (KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
P.S.1	Travée	14,438	4,62	0,472	0,896	33,08	107,32	3,24	C.Vérifiée
	Appuis inf	28,911	8,01	0,821	0,8706	23,64	127,56	5,40	C.Vérifiée
	Appuis sup	-34,888	8,01	0,821	0,8706	23,64	153,93	6,51	C.Vérifiée

	Travée	13,402	4,62	0,472	0,896	33,08	99,61	3,01	C.Vérifiée
P.S.2	Appuis _{inf}	23,524	8,01	0,821	0,8706	23,64	103,80	4,39	C.Vérifiée
	Appuis _{sup}	-31,18	8,01	0,821	0,8706	23,64	137,58	5,81	C.Vérifiée

2. Etat limite d'ouvertures des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL91).

3. Etat limite de déformation

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f : flèche maximale des poutres principales et secondaires (déduite du logiciel ETABS) . D'où

. Poutres principales

$$f = 0,001 \text{ m} < \frac{5,05}{500} = 0,0101\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

. Poutres secondaires

$$f = 0,0001 \text{ m} < \frac{3,55}{500} = 0,007\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2. Les poteaux

V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \quad \quad \quad \text{(ELS)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{BAEL 91/99.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Combinaisons d'actions sismiques (RPA99/2003).}$$

V.2.2. Recommandations du RPA99/2003 (Article 7.4.2)

- **Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

*leur pourcentage minimal sera de :

- 0,8% en zone IIa

*leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

*Le diamètre minimal est de 12mm

*La longueur minimal des recouvrements est de :

- 40ϕ en zone I et II

*La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II

D'où :

Tableau V.2.1 : Pourcentage total des acier longitudinaux des poteaux.

Dimensions des poteaux (cm ²)	A _{minimal} (cm ²) (0.8% de la section)	A _{max} (cm ²)	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
(50x50)	20	100	150
(45x45)	16,2	81	121,5
(40x40)	12,8	64	96

• **Armatures transversales (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7.1)$$

Avec :

. V_u : Effort tranchant de calcul.

. h₁ : Hauteur totale de la section brute.

. f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature.

. ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

. t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; Par ailleurs la valeur maximal de cet espacement est fixée comme suit :

*dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

*dans la zone courante :

$$t' \leq 15\varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal armature longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversales minimale $A_t / t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeur limiter précédentes.

. λ_g : est l'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$.

Avec a et b, dimension de la section droit du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

V.2.3. Calcul des armatures

1. Armature longitudinale

Tableau V.2.2 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.

Section (cm ²)	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	Type	Max($A_{inf}; A_{sup}$) (cm ²)	Type de Section	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
(50*50)	$N^{max} \rightarrow M_2^{corr}$	-1988.57	5.115	ELU	0	SEC	20	4HA20 + 8HA16 (28,65)
	$N^{max} \rightarrow M_3^{corr}$	-1988.57	-1.066	ELU	0	SEC		
	$N^{min} \rightarrow M_2^{corr}$	576.18	4.858	08G±EX	7,47	SET		
	$N^{min} \rightarrow M_3^{corr}$	576.18	36.678	08G±EX	9,24	SET		
	$M_2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-610.82	172.821	GQ±EY	2,32	SPC		
	$M_3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-333.21	105.178	GQ±EX	1,41	SPC		
(45*45)	$N^{max} \rightarrow M_2^{corr}$	-1285.12	13.669	ELU	0	SEC	16,2	4HA16 + 8HA14 (17,278)
	$N^{max} \rightarrow M_3^{corr}$	-1285.12	-8.104	ELU	0	SEC		
	$N^{min} \rightarrow M_2^{corr}$	106.01	13.621	08G±EX	2,18	SET		
	$N^{min} \rightarrow M_3^{corr}$	106.01	67.964	08G±EX	5,44	SPT		
	$M_2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-498.30	148.567	GQ±EY	3,39	SPC		
	$M_3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-490.73	87.49	GQ±EX	0	SEC		

	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-635.37	13.394	ELU	0	SEC	
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-635.37	-12.421	ELU	0	SEC	
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-11.87	55.631	08G±EY	3,65	SPC	4HA16
(40*40)	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-11.87	1.432	08G±EY	0	SEC	12,8 +
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-188.79	99.843	GQ±EY	4,7	SPC	4HA14
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-87.271	68.531	GQ±EX	3,62	SPC	(14,19)

Détermination des armature longitudinales des poteux (Exemple : Poteau 50x50 cm²)

- **As₂** : Armatures dans le sens y-y.
- **As₃** : Armatures dans le sens x-x.

Les sections d’armatures calculées sont les suivantes :

. **Sens x-x** : $As_3 = 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow As_{3 \text{ adoptée}} = 2HA20 + 2HA16 = 10,30 \text{ cm}^2$.

. **Sens y-y** : $As_2 = 7,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow As_{2 \text{ adoptée}} = 2HA20 + 2HA16 = 10,30 \text{ cm}^2$.

Les sections d’armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au CDG de la section.

Donc : $A_{\text{totale-adoptée}} = 4HA20 + 8HA16 = 28,65 \text{ cm}^2$.

- **Diamètre minimum des armatures longitudinales**

Toutes les sections d’armatures adoptée ont au moins un diamètre de 12 mm, la condition exigée par l’article 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

- **Distance entre les barres verticales dans une face du poteau**

La distance maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimensions

(50*50), elle est égale a : $\frac{1}{3} \times [h - (c + c')] = \frac{1}{3} \times [50 - (2,5 + 2,5)] = 15 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$. la

condition exigée par l’article 7.4.2.1 du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

• **Longueur minimale de recouvrement**

La longueur minimal « L_r » est de $40\varnothing_1$ en zone IIa (**Article 7.4.2.1 du RPA99/2003**).

Tableau V.2.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.

Diamètre des barres (mm)	L_r (cm)
20	80
16	64
14	56
12	48

2. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_c}$$

Où :

V_u : Effort tranchant de calcul (Donné par le logiciel ETABS).

$f_c = 400$ MPa.

t : Espacement des armature transversales tel que :

. **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) = \text{Min}(12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 12 \text{ cm}$.

. **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\varnothing_1 = 18 \Rightarrow t' \leq 18 \text{ cm}$.

ρ : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique $\left(\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

. Détermination de « λ_g » et « ρ »

RDC : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow l_f = 0,7l_0 = 0,7(4,08 - 0,45) = 2,520$

ETAGE : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \Rightarrow l_f = 0,7l_0 = 0,7(3,06 - 0,45) = 1,80$

Tableau V.2.4 : Valeur de « λ_g » et « ρ » pour les différentes sections des poteaux.

Sections (m ²)		$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$	ρ
(0,50*0,50)	RDC	5,04	2,50
	ET1/2	3,60	3,75
(0,45*0,45)	ET3/4/5	4,00	3,75
(0,40*0,40)	ET6/7/8	4,50	3,75

- **Détermination de la section minimale des armature transversales**

Tableau V.2.5 : section minimale des armature transversales

Sections (cm ²)	λ_g	$A_{t \min}/t \cdot b_1$ (%)	$A_{t \min}$ (cm ²)	
(50*50)	RDC	5,04	0,3	Zone nodale (t = 7 cm) 1,50
				Zone courante (t = 10 cm) 2,25
	ET1/2	3,60	0,59	Zone nodale (t = 7cm) 2,60
				Zone courante (t = 10 cm) 2,95
(45*45)	ET3/4/5	4,00	0,52	Zone nodale (t = 8 cm) 1,95
				Zone courante (t = 12 cm) 2,92
(40*40)	ET6/7/8	4,50	0,41	Zone nodale (t = 8 cm) 1,31
				Zone courante (t = 12 cm) 1,97

Remarque

Les valeurs du pourcentage « $A_{t \min}/t \cdot b_1$ » pour les poteaux (45*45), (40*40) et (50*50 ET1/2) sont obtenues par interpolation.

• Détermination des armatures transversales

Tableau V.2.6 : Détermination des armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	ρ	V_u (KN)	Espacement « t » (cm)	h_1 (cm)	f_e (KN/cm ²)	A_t calculée (cm ²)	A_t min (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)
(50*50)	2,50	185,41	Zone nodale	7	50	1,62	1,05	4HA10=3,14
			Zone courante	10		2,30	2,25	
	3,75	185,41	Zone nodale	7		2,40	2,06	4HA10=3,14
			Zone courante	10		3,04	2,95	
(45*45)	3,75	153,94	Zone nodale	8	45	2,25	1,95	4HA10=3,14
			Zone courante	12		2,99	2,92	
(40*40)	3,75	93,91	Zone nodale	8	40	1,54	1,31	4HA10=3,14
			Zone courante	12		2,20	1,97	

• Délimitation de la zone nodale

La hauteur de la zone nodale pour le cas des poteaux d'après l'article 7.4.2.1 du RPA99/2003 égale a :

$$h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$$

Avec :

h' : Hauteur de la zone nodale.

h_e : Hauteur libre d'étage.

b_1 et h_1 : Dimensions transversales du poteau considéré.

Tableau V.2.7 : Hauteur de la zone nodale.

Dimensions (cm)		h_e (cm)	$h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$	h' (cm)	
b_1	h_1				
50	50	RDC	363	Max (60,5 ; 50 ; 50 ; 60)	60,5
		ET1/2	261	Max (43,5 ; 50 ; 50 ; 60)	60
45	45	ET3/4/5	261	Max (43,5 ; 45 ; 45 ; 60)	60
40	40	ET6/7/8	261	Max (43,5 ; 40 ; 40 ; 60)	60

V.2.4. Vérifications à ELU

1. Sollicitations tangentielles

1.a. Article A.5.1 ,211 du BAEL 91/99

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max.ELU}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

1.b. Article 7.4.3.2 du RPA 99/2003

$$\tau_{bu} = \frac{V_{\text{max.E}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où « ρ_d » est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire. Et « $V_{\text{max.E}}$ » est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant sous combinaisons sismiques.

Tableau V.2.8 Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentielles.

Sections (cm ²)	$V_{\text{max.ELU}}$ (KN)	$V_{\text{max.E}}$ (KN)	τ_u (MPa)	τ_{bu} (MPa)	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification	
								$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$
(50x50)	85,89	185,41	0,036	0,078	0,075	3,33	1,875	CV	CV
	85,89	185,41	0,036	0,078	0,04	3,33	1,00	CV	CV
(45x45)	33,68	153,94	0,018	0,080	0,04	3,33	1,00	CV	CV
(40x40)	20,91	93,91	0,013	0,062	0,04	3,33	1,00	CV	CV

2. Condition de non fragilité (BAEL91/99 Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s \pm 0,455 \cdot d}{e_s \pm 0,185 \cdot d} \text{, où } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Tableau VI.2.9 Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Sections (cm)	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{adoptée} > A _{min}
(50x50)	N ^{max} → M ₂ ^{corr}	-1448,18	3,728	0,257	7,177	28,65	Condition vérifiée
	N ^{max} → M ₃ ^{corr}	-1448,18	-0,776	-0,053	7,026		Condition vérifiée
	N ^{min} → M ₂ ^{corr}	-397,85	-0,72	-0,181	6,967		Condition vérifiée
	N ^{min} → M ₃ ^{corr}	-397,85	-3,927	-0,987	6,628		Condition vérifiée
	M ₂ ^{max} → N ^{corr}	-614,94	38,62	6,280	17,533		Condition vérifiée
	M ₃ ^{max} → N ^{corr}	-672,87	14,306	2,126	8,387		Condition vérifiée
(45x45)	N ^{max} → M ₂ ^{corr}	-936,04	9,963	1,064	6,206	17,278	Condition vérifiée
	N ^{max} → M ₃ ^{corr}	-936,04	-5,891	-0,063	5,652		Condition vérifiée
	N ^{min} → M ₂ ^{corr}	-210,28	-3,481	-1,955	5,007		Condition vérifiée
	N ^{min} → M ₃ ^{corr}	-210,28	-4,835	-2,299	4,916		Condition vérifiée
	M ₂ ^{max} → N ^{corr}	-327,2	41,801	12,775	0		Condition vérifiée
	M ₃ ^{max} → N ^{corr}	-404,65	-18,744	-4,632	4,429		Condition vérifiée
(40x40)	N ^{max} → M ₂ ^{corr}	-463,26	9,769	2,108	5,505	14,19	Condition vérifiée
	N ^{max} → M ₃ ^{corr}	-463,26	-9,033	-1,949	3,874		Condition vérifiée
	N ^{min} → M ₂ ^{corr}	-44,09	-2,963	-0,067	4,428		Condition vérifiée
	N ^{min} → M ₃ ^{corr}	-44,09	-6,583	-0,149	4,398		Condition vérifiée
	M ₂ ^{max} → N ^{corr}	-87,61	48,854	55,763	1,435		Condition vérifiée
	M ₃ ^{max} → N ^{corr}	-98,19	-26,026	-26,505	2,359		Condition vérifiée

V.2.5. Vérifications à ELS :

1. Vérification des contraintes à L'ELS

3.a. Etat limite d'ouverture des fissuras

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

3.b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Tableau V.2.10 Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

Sections (cm)	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A _{sup} -adoptée (cm ²)	A _{inf} -adoptée (cm ²)	σ _{bc-sup} (MPa)	σ _{bc-inf} (MPa)	σ _{bc} < $\overline{\sigma_{bc}}$
(50x50)	N ^{max} → M ₂ ^{corr}	-1448,18	3,728	10,306	10,306	5,29	5,02	C. Vérifiée
	N ^{max} → M ₃ ^{corr}	-1448,18	-0,776			5,13	5,13	C. Vérifiée
	N ^{min} → M ₂ ^{corr}	-397,85	-0,72			1,39	1,44	C. Vérifiée
	N ^{min} → M ₃ ^{corr}	-397,85	-3,927			1,27	1,56	C. Vérifiée
	M ₂ ^{max} → N ^{corr}	-614,94	38,62			3,61	0,76	C. Vérifiée
	M ₃ ^{max} → N ^{corr}	-672,87	14,306			2,92	1,87	C. Vérifiée
(45x45)	N ^{max} → M ₂ ^{corr}	-936,04	9,963	7,1	7,1	4,71	3,66	C. Vérifiée
	N ^{max} → M ₃ ^{corr}	-936,04	-5,891			3,87	4,49	C. Vérifiée
	N ^{min} → M ₂ ^{corr}	-210,28	-3,481			0,76	1,12	C. Vérifiée
	N ^{min} → M ₃ ^{corr}	-210,28	-4,835			0,68	1,19	C. Vérifiée
	M ₂ ^{max} → N ^{corr}	-327,2	41,801			3,81	0,0	C. Vérifiée
	M ₃ ^{max} → N ^{corr}	-404,65	-18,744			0,82	2,8	C. Vérifiée
(40x40)	N ^{max} → M ₂ ^{corr}	-463,26	9,769	5,561	5,561	3,36	1,88	C. Vérifiée
	N ^{max} → M ₃ ^{corr}	-463,26	-9,033			1,94	3,31	C. Vérifiée
	N ^{min} → M ₂ ^{corr}	-44,09	-2,963			0,03	0,47	C. Vérifiée
	N ^{min} → M ₃ ^{corr}	-44,09	-6,583			0,0	0,84	C. Vérifiée
	M ₂ ^{max} → N ^{corr}	-87,61	48,854			6,06	0,0	C. Vérifiée
	M ₃ ^{max} → N ^{corr}	-98,19	-26,026			0,0	3,3	C. Vérifiée

V.3. Les voiles

V.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Ils sont calculés en flexion composée à l'aide de la méthode des contraintes résultantes des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{BAEL 91/99.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Combinaisons d'actions sismiques (RPA99/2003).}$$

Dans le but de faire face aux différentes sollicitations auxquelles ils sont exposés, les voiles doivent comportés trois types d'armatures (armatures verticales, transversales et horizontales).

V.3.2 Recommandations du RPA 99/2003 pour le ferraillage des voiles

a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% (0,2% L_t e).

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Règles communes (Article 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1,5 a ; 30\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec en moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1 / 10 de l'épaisseur du voile ($\emptyset < e / 10$).

Les longueurs de recouvrement doivent être égale 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.

V.3.3 Calcul des armatures

A. Armature verticale

Méthode de calcul

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a. Déterminer le diagramme des contraintes

Les contraintes maximales et minimales peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » (S_{22TOP} en (KN/m²)) ou être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot V \text{ et } \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot V'$$

Avec :

M : Moment dans le voile.

N : Effort normale dans le voile.

V' : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

V : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus tendue ($V=V'=L/2$).

B : Section du béton ($L \cdot e$).

I : Moment d'inertie du voile.

b. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) \Rightarrow \text{Art.7.7.4 du RPA99/2003.}$$

Où :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

. Pour une S.E.C : $L_c = L$ (L : longueur du voile).

. Pour une S.P.C : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$ (σ_{\min} est à prendre en valeur absolue).

. Pour une S.E.T : $L_c = 0$.

c. Déterminer les efforts normaux ultimes

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Où :

e : Epaisseur du voile.

σ_1 : est déterminée à l'aide du théorème de Thalès.

d. Calcul des section d armatures

Trois cas de sections peuvent se présenter :

.1^{er} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux supérieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} > 0$), dans ce cas :

$$A_{v_i} = \frac{N_{ui} - B.f_{bc}}{\sigma_s}$$

.2^{ème} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux inférieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} < 0$), dans ce cas :

$$A_{v_i} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$

.3^{ème} cas : Section Partiellement tendue ou Partiellement comprimée (S.P.T ou S.P.C)

Une section est dite Partiellement tendue ou Partiellement comprimée si la contrainte minimale est inférieure à zéro ($\sigma_{\min} < 0$) et la contrainte maximale supérieure à zéro ($\sigma_{\max} > 0$), dans ce cas :

$$A_{v_i} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$

B. Armature horizontale

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL91** : $A_h = 1/4 A_{\text{adoptée}}$.

Selon l'article **7.7.4.3 du RPA 99/2003** : $A_{H-\min} = 0,15\% \cdot L \cdot e$.

Donc :

$$A_{H-\text{calculée}} = \max(A_{H-\text{BAEL}} ; A_{H-\text{min-RPA}})$$

C. Armature transversale

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré (**Art 7.7.4.3 du RPA 99**). D'où :

$$A_{tr \text{ adoptée}} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2.$$

D. Section minimale des armatures verticales

. Section entièrement comprimée (S.E.C)

Selon l'article **A.8.1,21 du BAEL91** :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml. Aussi : } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Selon l'article **7.7.4.3 du RPA99** :

$$A_{\min} \geq 0,15\%B.$$

. Section entièrement ou partiellement tendue (S.E.T ou S.P.T)

Selon l'article **A.4.2,1 du BAEL 91** (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c}$$

Selon l'article **7.7.4.1 du RPA 99** :

$$A_{\min} \geq 0,2\%B.$$

Donc :

$$A_{\min} = \max(A_{\min\text{-RPA}} ; A_{\min\text{-BAEL}})$$

V.3.4 Vérifications

a. Contraintes limites de cisaillement

L'effort tranchant « Vu » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S₁₂ » par la section sur laquelle sur elle agit (Vu = S₁₂xLxe).

Selon l'article **A.5.1 ,211 du BAEL 91/99**

$$\tau_u = \frac{V_{\max\text{-ELU}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,15} = 3,26 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa.}$$

Où : V_{max-ELU} est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article 7.7.2 du RPA 99/2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa.}$$

Avec :

$\bar{V} = 1,4 V_{\max,E}$ ($V_{\max,E}$: Valeur de l'effort tranchant maximale sous sollicitations sismique).

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = 0,9.h.

b. Vérification a l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier que la contrainte de compression « σ_{bc} » est inférieure a $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$. Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles « VL1 » :

Tableau V.3.1 : Détermination du ferraillage des voiles «VL1 » Zone I.

Zone	I
L (m)	1,30
e (m)	0,20
σ_{\max} (KN/m ²)	2999,89
σ_{\min} (KN/m ²)	-6352,47
Nature de la section	S.P.C
L_c (m)	0,42
L_t (m)	0,88
d (m)	0,22

Bande 1	Nu1 (KN)	244,57
	Av1 (cm ²)	6,12
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	3HA12 = 3,39
Bande 2	Nu2 (KN)	174,70
	Av2 (cm ²)	4,38
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	3HA12 = 3,39
Bande 3	Nu3 (KN)	104,82
	Av3 (cm ²)	2,62
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	3HA12 = 3,39
Bande 4	Nu4 (KN)	34,94
	Av4 (cm ²)	0,87
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	3HA12 = 3,39
	A _{total-adoptée} (cm ²)	26HA12 = 29,406
	A _{min} (cm ²)	12,285
	A _{horizontale} (cm ²)	7,35
	Choix/nappe	14HA10 = 10,99 avec e = 20 cm
	A _{transversales} (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²
Effort tranchant	V _{u-ELU} (KN)	19,97
	V _{u-E} (KN)	189,72
Contraintes de Cisaillement	τ _u (MPa)	0,076 (condition vérifier)
	τ _{bu} (MPa)	1,135 (condition vérifier)
Contraintes ELS	N _s (KN)	587,24
	σ _{bc} (MPa)	0,19 (condition vérifier)

Tableau V.3.2 : Détermination du ferrailage des voiles «VL1 » Zone II.

Zone		II
L (m)		1,30
e (m)		0,20
σ_{\max} (KN/m ²)		961,06
σ_{\min} (KN/m ²)		-4137
Nature de la section		S.P.C
L _c (m)		0,25
L _t (m)		1,05
d (m)		0,15
Bande 1	Nu1 (KN)	115,25
	Av1 (cm ²)	2,88
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	2HA12 = 2,262
Bande 2	Nu2 (KN)	97,50
	Av2 (cm ²)	2,44
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	2HA12 = 2,262
Bande 3	Nu3 (KN)	79,80
	Av3 (cm ²)	2,00
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	2HA12 = 2,262
Bande 4	Nu4 (KN)	62,05
	Av4 (cm ²)	1,55
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	2HA12 = 2,262
Bande 5	Nu5 (KN)	44,33
	Av5 (cm ²)	1,108
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	2HA12 = 2,262
Bande 6	Nu6 (KN)	26,60
	Av6 (cm ²)	0,665

Choix/nappe	$A_{V\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	2HA12 = 2,262
Bande 7	Nu7 (KN)	8,87
	$A_{v7} \text{ (cm}^2\text{)}$	0,221
Choix/nappe	$A_{V\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	2HA12 = 2,262
	$A_{\text{total-adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	26HA12 = 29,406
	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	12,285
	$A_{\text{horizontale / nappe}} \text{ (cm}^2\text{)}$	7,35
	Choix par nappe	14HA10 = 10,99 ; Avec e = 20 cm
	$A_{\text{transversales}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4 épingles de HA8/m ²
Effort tranchant	$V_{u\text{-ELU}} \text{ (KN)}$	27,01
	$V_{u\text{-E}} \text{ (KN)}$	135,17
Contraintes de	$\tau_u \text{ (MPa)}$	0,115 (condition vérifier)
Cisaillement	$\tau_{bu} \text{ (MPa)}$	0,808 (condition vérifier)
Contraintes ELS	$N_s \text{ (KN)}$	439,72
	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	0,128 (condition vérifier)

Tableau V.3.3 : Détermination du ferraillage des voiles «VL1 » Zone III.

Zone	III
L (m)	1,30
e (m)	0,20
$\sigma_{\text{max}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	2924,28
$\sigma_{\text{mim}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	-3040,13
Nature de la section	S.P.C
$L_c \text{ (m)}$	0,60
$L_t \text{ (m)}$	0,70
d (m)	0,23

Bande 1	Nu1 (KN)	116,87
	Av1 (cm ²)	2,92
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	3HA12 = 3,39
Bande 2	Nu2 (KN)	70,92
	Av2 (cm ²)	1,77
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	3HA12 = 3,39
Bande 3	Nu3 (KN)	23,97
	Av3 (cm ²)	0,60
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	3HA12 = 3,39
	A _{total-adoptée} (cm ²)	26HA12 = 29,406
	A _{min} (cm ²)	12,285
	A _{horizontale} (cm ²)	7,35
	Choix par nappe	14HA10 = 10,99 ; Avec e = 20 cm
	A _{transversales} (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²
Effort tranchant	V _{u-ELU} (KN)	35,05
	V _{u-E} (KN)	89,66
Contraintes de	τ _u (MPa)	0,149 (condition vérifier)
Cisaillement	τ _{bu} (MPa)	0,536 (condition vérifier)
Contraintes ELS	N _s (KN)	226,17
	σ _{bc} (MPa)	0,074 (condition vérifier)

Voiles « VL2 » :

Tableau V.3.4 : Détermination du ferrailage des voiles «VL2 ».

Zone		I	II	II
L (m)		1,20	1,20	1,20
e (m)		0,20	0,20	0,20
σ_{max} (KN/m ²)		1828,04	1176,12	1839,62
σ_{mim} (KN/m ²)		-6214,5	-3440,44	-2588,90
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L _c (m)		0,30	0,30	0,50
L _t (m)		0,90	0,90	0,70
d (m)		0,22	0,22	0,23
Bande 1	Nu1 (KN)	240,02	132,88	99,54
	Av1 (cm ²)	6,00	3,32	2,48
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39
Bande 2	Nu2 (KN)	173,20	95,87	60,39
	Av2 (cm ²)	4,33	2,39	1,50
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39
Bande 3	Nu3 (KN)	106,34	58,87	20,41
	Av3 (cm ²)	2,66	1,47	0,51
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39
Bande 4	Nu4 (KN)	36,46	20,18	/
	Av4 (cm ²)	0,9	0,5	/
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	3HA12 = 3,39	3HA12 = 3,39	/
A _{total-adoptée} (cm ²)		24HA12 = 27,14	24HA12 = 27,14	24HA12 = 27,14
A _{min} (cm ²)		11,34	11,34	11,34
A _{horizontale} (cm ²)		6,79	6,79	6,79

Choix par nappe		14HA10 = 10,99 ; Avec e = 20 cm
$A_{transversales}$ (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²
Effort tranchant	V_{u-ELU} (KN)	29,24
	V_{u-E} (KN)	118,60
Contraintes de	τ_u (MPa)	0,135 (condition vérifier)
Cisaillement	τ_{bu} (MPa)	1,018 (condition vérifier)
Contraintes ELS	N_s (KN)	541,45
	σ_{bc} (MPa)	1,329 (condition vérifier)

Voiles « VL3 » :

Tableau V.3.5 : Détermination du ferrailage des voiles «VL3 ».

Zone		I	II	II
L (m)		2,50	2,50	2,50
e (m)		0,20	0,20	0,20
σ_{max} (KN/m ²)		3848,88	1317,23	610,21
σ_{mim} (KN/m ²)		-7719,54	-3137,21	-1777,22
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_c (m)		0,80	0,70	0,60
L_t (m)		1,70	1,80	1,90
d (m)		0,40	0,45	0,45
Bande 1	$Nu1$ (KN)	544,91	247,06	141,01
	$Av1$ (cm ²)	11,62	6,18	3,53
Choix/nappe	$Av_{adoptée}$ (cm ²)	4HA14	5HA12	5HA12
Bande 2	$Nu2$ (KN)	399,6	176,47	103,13
	$Av2$ (cm ²)	8,99	4,41	2,58
Choix/nappe	$Av_{adoptée}$ (cm ²)	4HA14	4HA12	4HA12

Bande 3	Nu3 (KN)	254,29	105,88	65,24
	Av3 (cm ²)	5,36	2,65	1,63
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	4HA14	5HA12	5HA12
Bande 4	Nu4 (KN)	90,82	35,29	23,15
	Av4 (cm ²)	2,27	0,88	0,58
Choix/nappe	Avadoptée (cm ²)	4HA14	4HA12	4HA12
A _{total-adoptée} (cm ²)		50HA14=76,95	50HA12=56,55	50HA12=56,55
A _{min} (cm ²)		23,625	23,625	23,625
A _{horizontale/nappe} (cm ²)		9,61	7,06	
Choix par nappe		14HA10 = 10,99 ; Avec e = 20 cm		
A _{transversales} (cm ²)		4 épingles de HA8/m ²		
Effort tranchant	V _{u-ELU} (KN)	27,011		
	V _{u-E} (KN)	135,17		
Contraintes de	τ _u (MPa)	0,051 (condition vérifier)		
Cisaillement	τ _{bu} (MPa)	0,356 (condition vérifier)		
Contraintes ELS	N _s (KN)	439,72		
	σ _{bc} (MPa)	0,744 (condition vérifier)		

Voiles « VT1 » :

Tableau V.3.6 : Détermination du ferrailage des voiles « VT1 »zone I .

Zone	I
L (m)	2,50
e (m)	0,20
σ _{max} (KN/m ²)	5974,93
σ _{min} (KN/m ²)	-9454,64
Nature de la section	S.P.C

	L_c (m)	0,97
	L_t (m)	1,53
	d (m)	0,50
Bande 1	$Nu1$ (KN)	790,98
	$Av1$ (cm ²)	19,77
Choix/nappe	$Av_{adoptée}$ (cm ²)	5HA16
Bande 2	$Nu2$ (KN)	482
	$Av2$ (cm ²)	12,05
Choix/nappe	$Av_{adoptée}$ (cm ²)	5HA14
Bande 3	$Nu3$ (KN)	163,76
	$Av3$ (cm ²)	4,09
Choix/nappe	$Av_{adoptée}$ (cm ²)	5HA14
	$A_{total-adoptée}$ (cm ²)	$2(10HA16) + 3(10HA14) = 86,39$
	A_{min} (cm ²)	26,25
	$A_{horizontale}$ (cm ²)	10,79
	Choix par nappe	15HA10 ; $e = 20$ cm
	$A_{transversales}$ (cm ²)	4 épingles de HA8
Effort tranchant	V_{u-ELU} (KN)	31,53
	V_{u-E} (KN)	461,77
Contraintes de Cisaillement	τ_u (MPa)	0,070(condition vérifier)
	τ_{bu} (MPa)	1,43(condition vérifier)
Contraintes ELS	N_s (KN)	430,87
	σ_{bc} (MPa)	0,684 (condition vérifier)

Tableau V.3.7 : Détermination du ferraillage des voiles « VT1 » zone II.

Zone	II	
L (m)	2,50	
e (m)	0,20	
σ_{max} (KN/m ²)	989,82	
σ_{min} (KN/m ²)	-2674,04	
Nature de la section	SPC	
L _c (m)	0,7	
L _t (m)	1,80	
d (m)	0,45	
Bande 1	Nu1 (KN)	210,58
	Av1 (cm ²)	5,26
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	5HA12
Bande 2	Nu2 (KN)	150,41
	Av2 (cm ²)	3,76
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	4HA12
Bande 3	Nu3 (KN)	90,25
	Av3 (cm ²)	2,26
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	5HA12
Bande 4	Nu4 (KN)	30,08
	Av4 (cm ²)	0,752
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	4HA12
A _{total-adoptée} (cm ²)		50HA12 =56,55
A _{min} (cm ²)		26,25
A _{horizontale} / nappe (cm ²)		7,06
Choix par nappe		12HA10 ; Avec e = 20

	$A_{\text{transversales}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4 épingles de HA8/m ²
Effort tranchant	$V_{u\text{-ELU}} \text{ (KN)}$	35,63
	$V_{u\text{-E}} \text{ (KN)}$	277,42
Contraintes de Cisaillement	$\tau_u \text{ (MPa)}$	0,07952 (Condition vérifier)
	$\tau_{bu} \text{ (MPa)}$	0,8652 (Condition vérifier)
Contraintes ELS	$N_s \text{ (KN)}$	322,16
	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	0,53952 (Condition vérifier)

Tableau V.3.8 : Détermination du ferrailage des voiles « VT1 »zone III.

Zone		III
L (m)		2,50
e (m)		0,20
$\sigma_{\text{max}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$		1315,41
$\sigma_{\text{min}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$		-2315,92
Nature de la section		S.P.C
$L_c \text{ (m)}$		1
$L_t \text{ (m)}$		1,50
d (m)		0,50
Bande 1	$Nu1 \text{ (KN)}$	192,993
	$Av1 \text{ (cm}^2\text{)}$	4,82
Choix/nappe	$Av_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	5HA12
Bande 2	$Nu2 \text{ (KN)}$	115,80
	$Av2 \text{ (cm}^2\text{)}$	2,90
Choix/nappe	$Av_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	5HA12
Bande 3	$Nu3 \text{ (KN)}$	38,60
	$Av3 \text{ (cm}^2\text{)}$	0,97

Choix/nappe	$A_{V\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	5HA12
	$A_{\text{total-adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	50HA12=56,55
	$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	26,25
	$A_{\text{horizontale}} \text{ (cm}^2\text{)}$	7,08
	Choix par nappe	14HA10 ; e= 20 cm
	$A_{\text{transversales}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4 épingles de HA8/m ²
Effort tranchant	$V_{u\text{-ELU}} \text{ (KN)}$	57,27
	$V_{u\text{-E}} \text{ (KN)}$	167,6
Contraintes de	$\tau_u \text{ (MPa)}$	0,127(condition vérifier)
Cisaillement	$\tau_{bu} \text{ (MPa)}$	0,52 (Condition vérifier)
Contraintes ELS	$N_s \text{ (KN)}$	171,53
	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	0,293 (Condition vérifier)

Voiles « VT2 » :

Tableau V.3.9 : Détermination du ferraillage des voiles « VT2 » .

Zone	I	II	II	
L (m)	1,80	1,80	1,80	
e (m)	0,20	0,20	0,20	
$\sigma_{\text{max}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	2184,44	2253,49	3000,93	
$\sigma_{\text{min}} \text{ (KN/m}^2\text{)}$	-6898,89	-4817,89	-4439,78	
Nature de la section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	
$L_c \text{ (m)}$	0,45	0,60	0,70	
$L_t \text{ (m)}$	1,35	1,20	1,10	
d (m)	0,30	0,30	0,28	
Bande 1	$N_{u1} \text{ (KN)}$	367,93	252,94	216,95
	$A_{v1} \text{ (cm}^2\text{)}$	9,20	6,32	5,42

Choix/nappe	$A_{V_{adoptée}}$ (cm ²)	4HA14 = 6,156	4HA12 = 4,524	4HA12 = 4,524
Bande 2	Nu2 (KN)	275,96	180,40	153,67
	A_{v2} (cm ²)	6,90	4,52	3,84
Choix/nappe	$A_{V_{adoptée}}$ (cm ²)	4HA14 = 6,156	4HA12 = 4,524	4HA12 = 4,524
Bande 3	Nu3 (KN)	183,97	108,40	90,40
	A_{v3} (cm ²)	4,60	2,71	2,26
Choix/nappe	$A_{V_{adoptée}}$ (cm ²)	4HA14 = 6,156	4HA12 = 4,524	4HA12 = 4,524
Bande 4	Nu4 (KN)	69,00	36,13	29,38
	A_{v4} (cm ²)	1,72	0,90	0,73
Choix/nappe	$A_{V_{adoptée}}$ (cm ²)	4HA14 = 6,156	4HA12 = 4,524	4HA12 = 4,524
	$A_{total-adoptée}$ (cm ²)	38HA14 = 58,482	38HA21 = 42,98	38HA21 = 42,98
	A_{min} (cm ²)		17,01	
	$A_{horizontale/nappe}$ (cm ²)	7,31	5,37	5,37
	Choix par nappe	14HA10 = 10,99 avec e = 20 cm		
	$A_{transversales}$ (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²		
Effort tranchant	V_{u-ELU} (KN)	43,20	51,77	79,84
	V_{u-E} (KN)	296,88	258,00	141,67
Contraintes de	τ_u (MPa)	0,02 (condition vérifiée)		
Cisaillement	τ_{bu} (MPa)	0,128 (condition vérifiée)		
Contraintes ELS	Ns (KN)	594,17		
	σ_{bc} (MPa)	1,65 (condition vérifiée)		

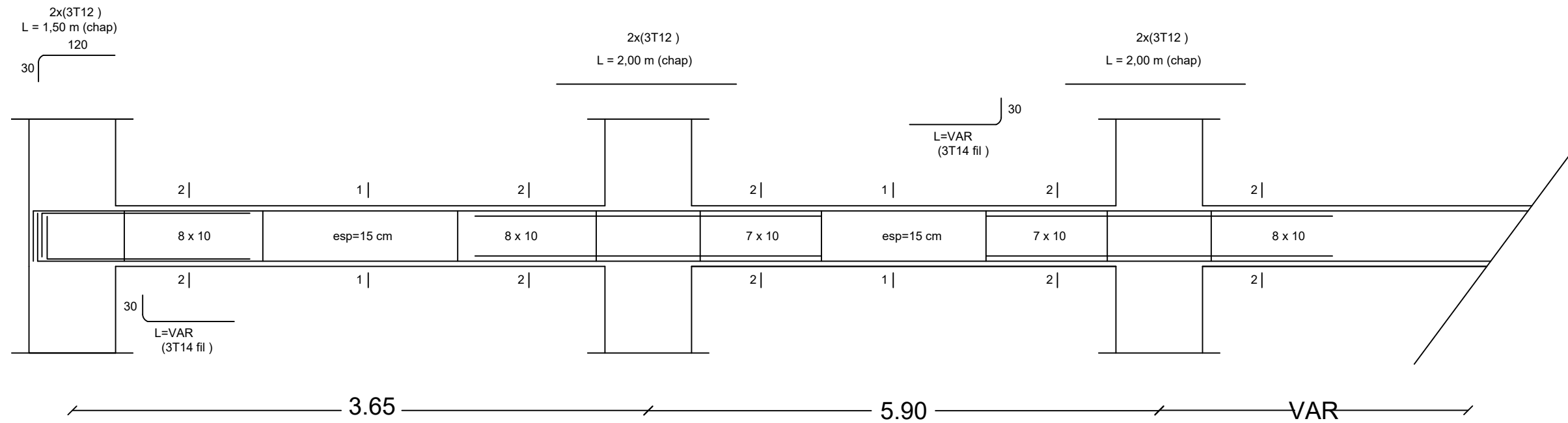
Voiles « V/AS » :

Tableau V.3.10 : Détermination du ferraillage des voiles « V1/AS, V2/AS, V3/AS » .

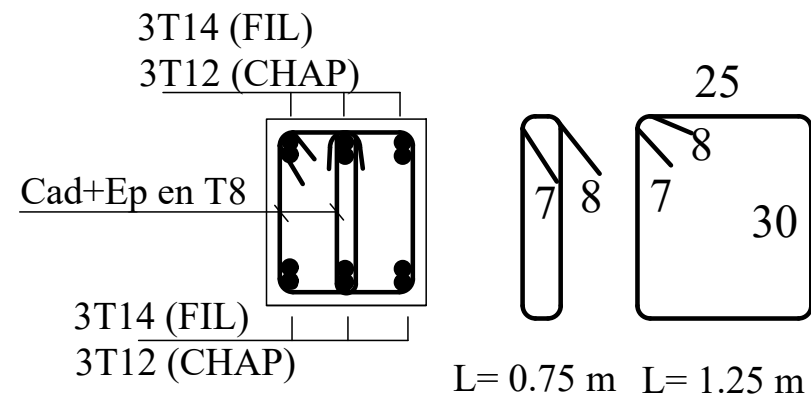
	L (m)	1,60
	e (m)	0,20
	σ_{\max} (KN/m ²)	4647,95
	σ_{\min} (KN/m ²)	-7590,22
	Nature de la section	SPC
	L _c (m)	0,6
	L _t (m)	1,00
	d (m)	0,33
Bande 1	Nu1 (KN)	5085,44
	Av1 (cm ²)	10,45
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	4HA14
Bande 2	Nu2 (KN)	252,89
	Av2 (cm ²)	6,32
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	3HA12
Bande 3	Nu3 (KN)	85,16
	Av3 (cm ²)	2,12
Choix/nappe	Av _{adoptée} (cm ²)	3HA12
	A _{total-adoptée} (cm ²)	2(8HA14) +(16HA12) =42,71
	A _{min} (cm ²)	16,8
	A _{horizontale / nappe} (cm ²)	5,33
	Choix par nappe	15HA10 ; Avec e = 20
	A _{transversales} (cm ²)	4 épingles de HA8/m ²
Effort tranchant	V _{u-ELU} (KN)	69,10
	V _{u-E} (KN)	269,01

Contraintes de	τ_u (MPa)	0,239 (Condition vérifier)
Cisaillement	τ_{bu} (MPa)	1,12 (Condition vérifier)
Contraintes ELS	Ns (KN)	455,28
	σ_{bc} (MPa)	1,18 (Condition vérifier)

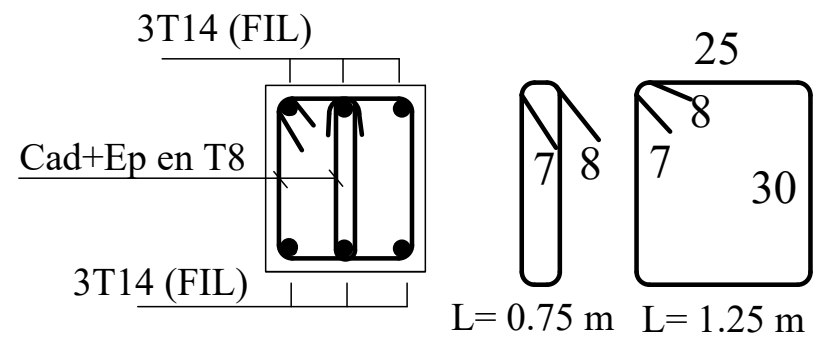
FERRAILLAGE DES POUTRE SECONDAIRES (30X35) AXE A.B.C.D



coupe 2-2



coupe 1-1



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Département de Génie Civil

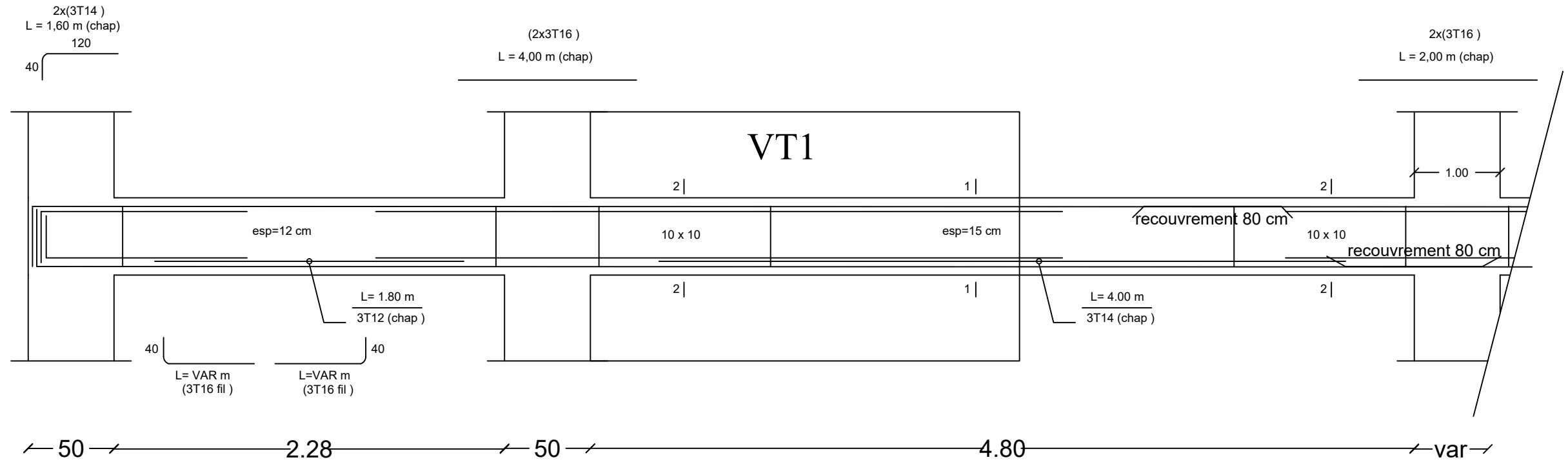
HAMDY CHafaa /ABDOUN Nadia

Planche N°08

Echelle : 1/50

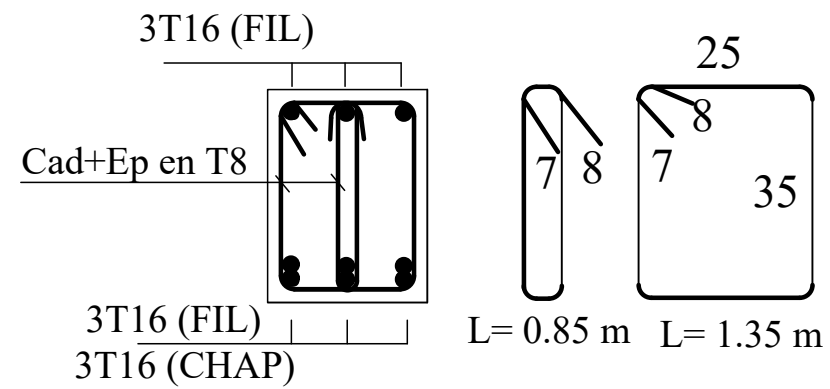
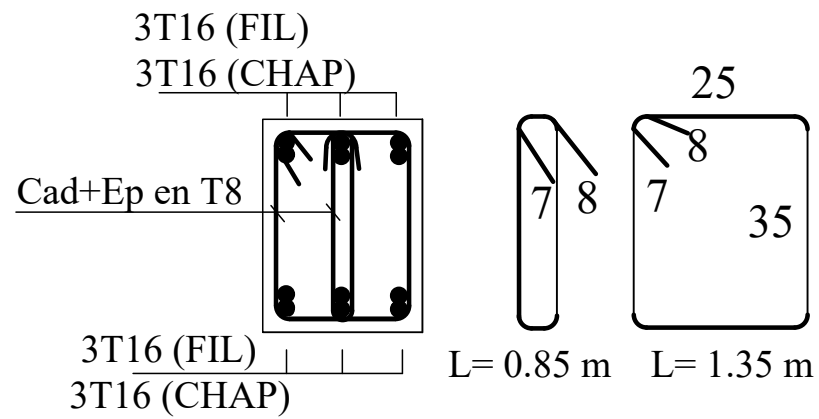
Promotion : 2024

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30X45) AXE 1.2.3.4.5.6

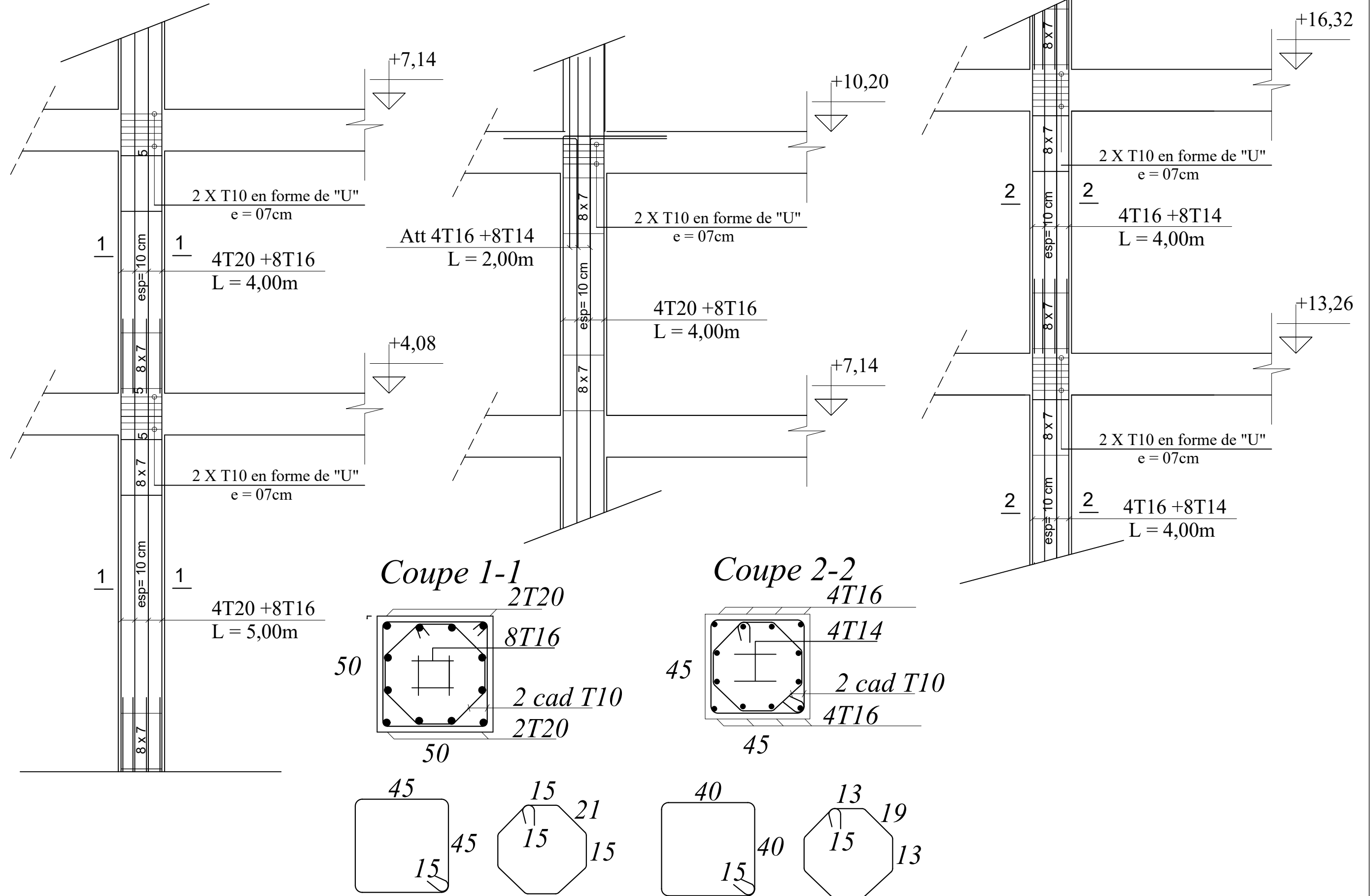


coupe 2-2

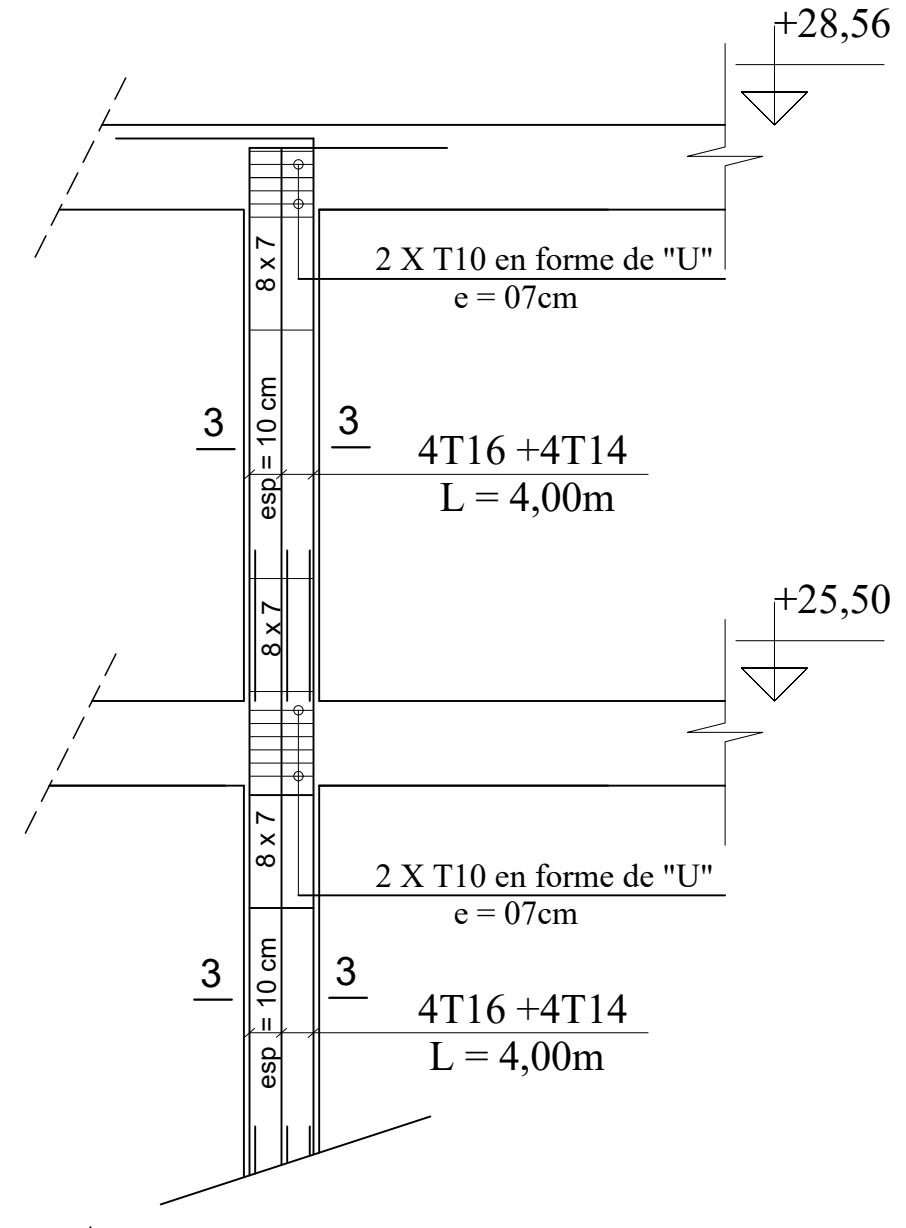
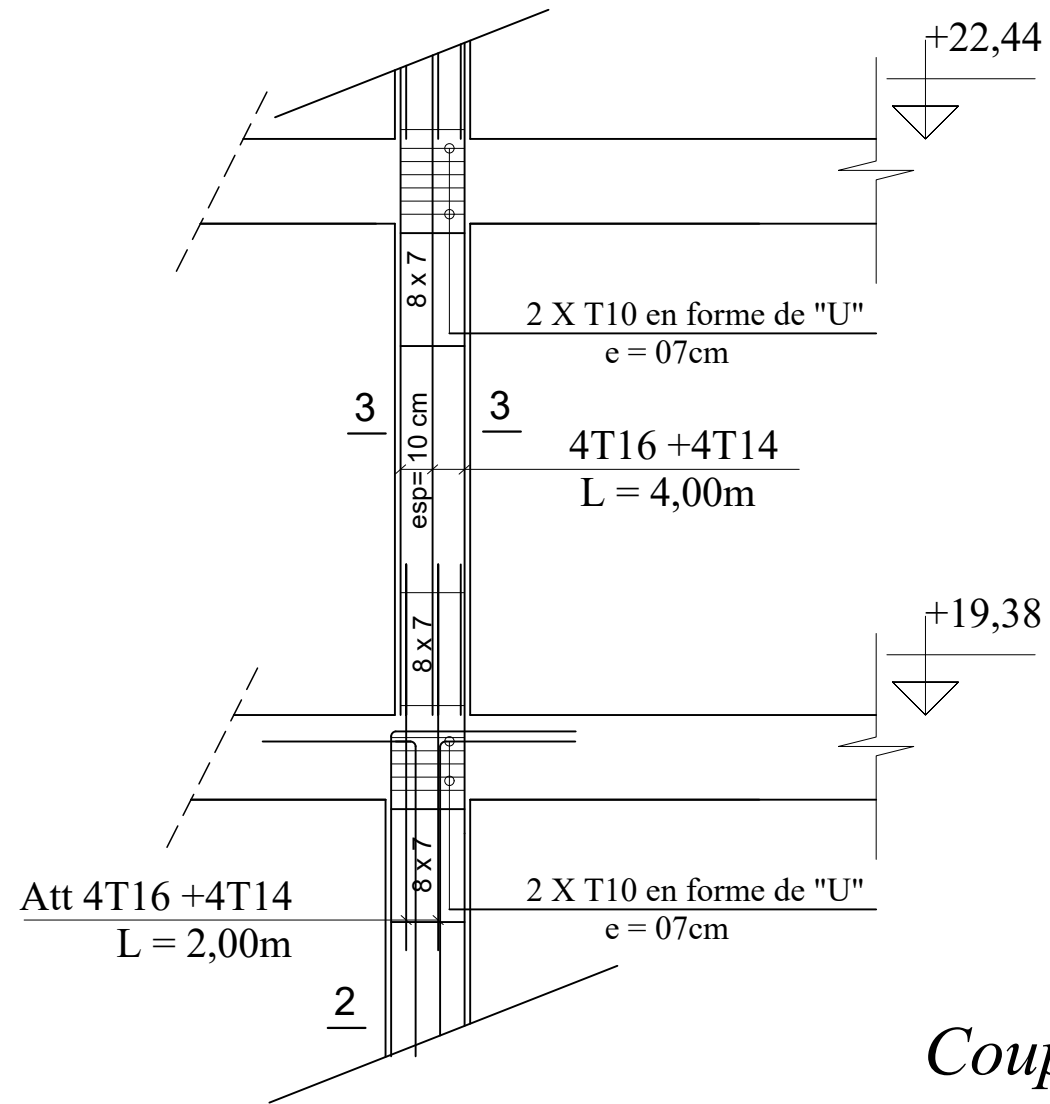
coupe 1-1



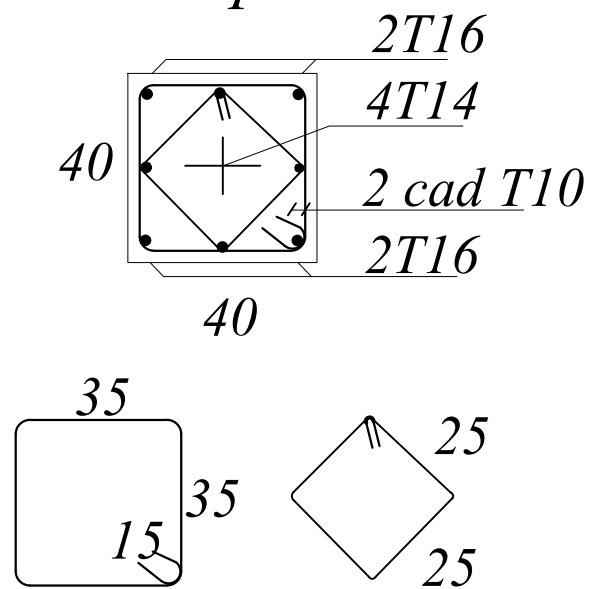
PLAN DE COFFRAGE POTEAU (50x50- 45x45)



PLAN DE COFFRAGE POTEAU (40x40)

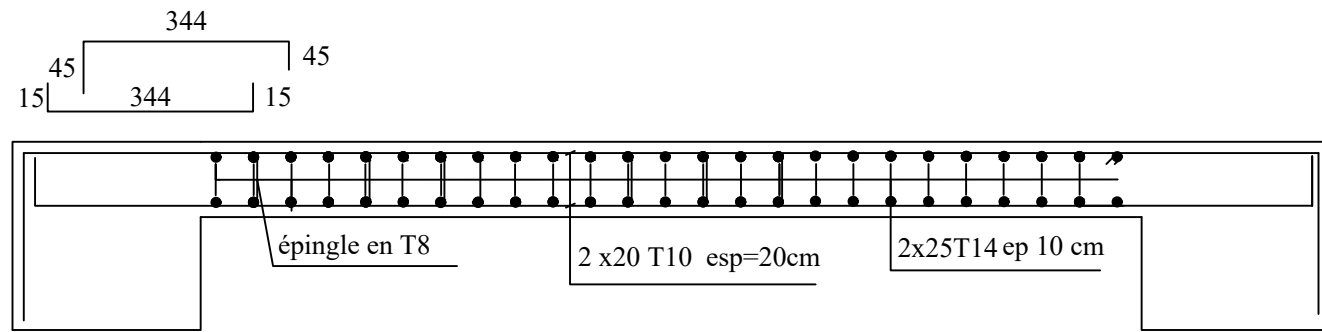


Coupe 3-3

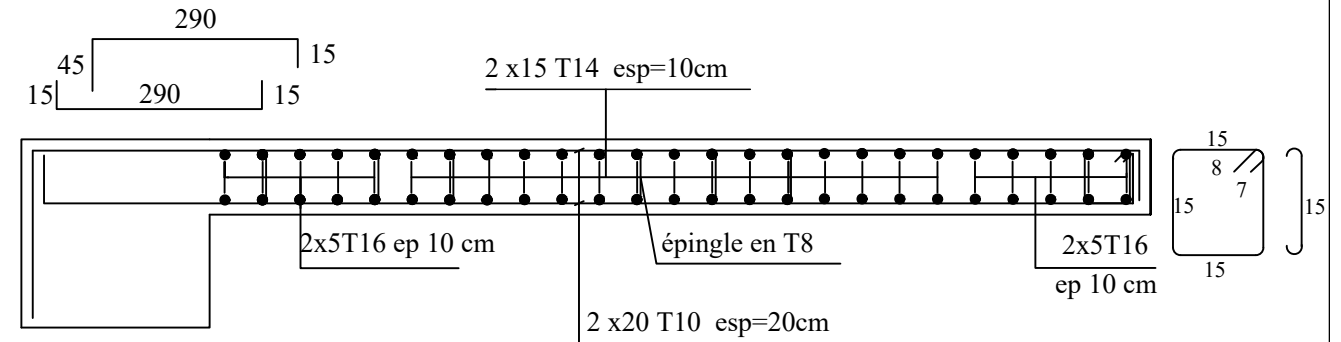


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil
HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia
 Planche N°08
 Echelle : 1/50 Promotion : 2024

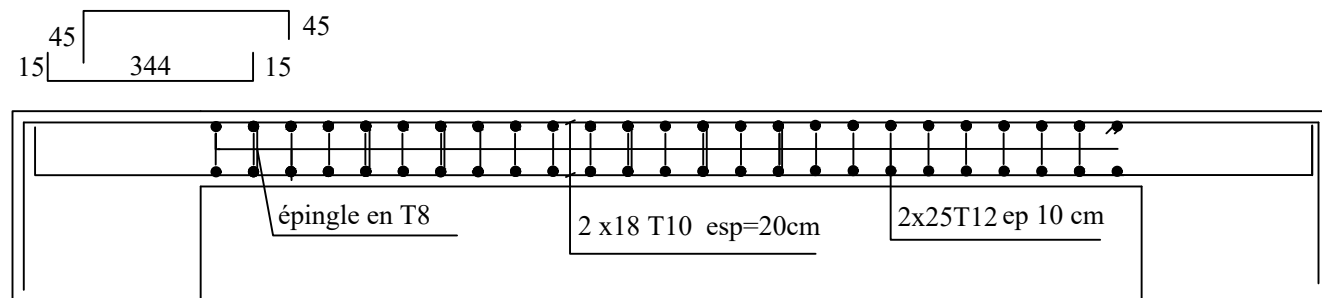
PLAN DE COFFRAGE VOILE VL3 ZONE I
Voile L=2.50 m



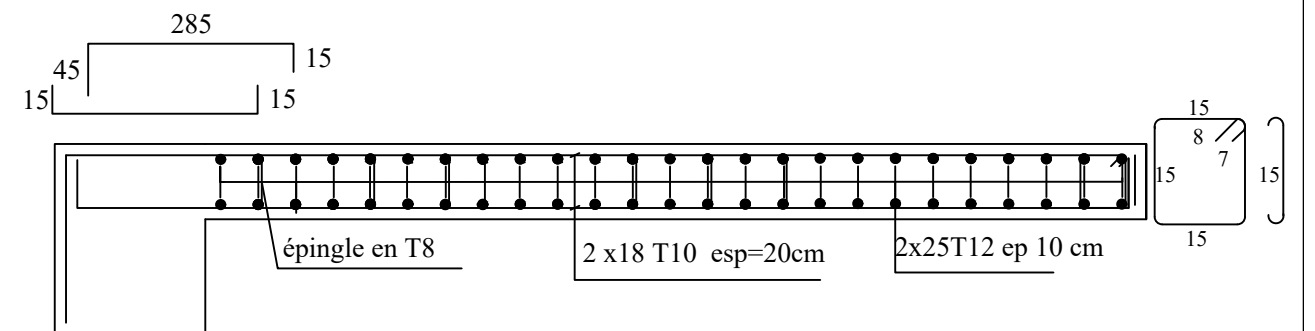
PLAN DE COFFRAGE VOILE VT1 ZONE I
Voile L=2.50 m



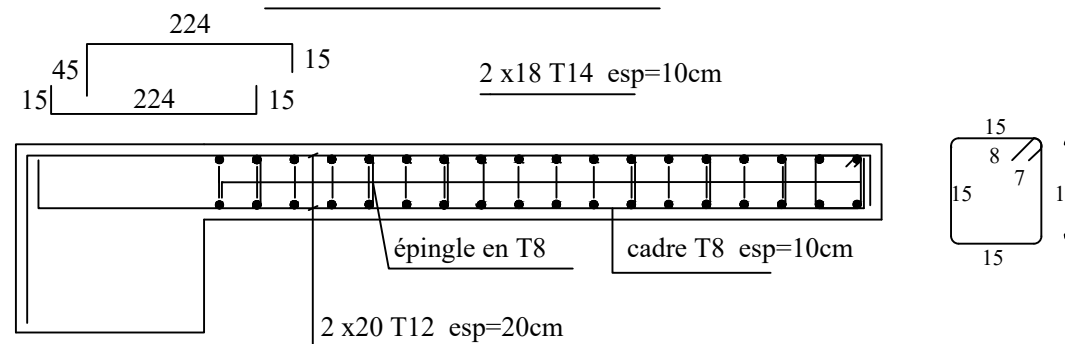
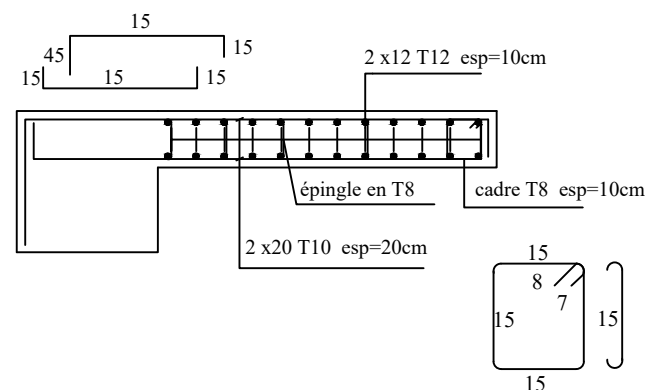
PLAN DE COFFRAGE VOILE VL3 ZONE II.III
Voile L=2.50 m



PLAN DE COFFRAGE VOILE VT1 ZONE II.III
Voile L=2.50 m



PLAN DE COFFRAGE VOILE VL2 /VT2 ZONE (I .II . III)
Voile L=1.20 m Voile L=1.80 m



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil
HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia
 Planche N°09
 Echelle : 1/50 Promotion : 2024

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

On appelle l'infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des semelles isolées, des semelles filantes ou encore des radier) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- . Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$)
- . Charges qui leur sont transmises.
- . Distance entre axes des poteaux.
- . Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \quad (\text{ELU}) \\ G + Q \quad (\text{ELS}) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{BAEL.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow (\text{Article 10.1.4.1 du RPA 99}).$$

VI.2. Choix du type de fondations

VI.2.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$N_{s,max}$: Effort normale à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS.

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$).

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à 2 bar.

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 = \frac{A}{B}. \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1448,18}{200}} = 2,70 \text{ m.}$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2,95 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

VI.2.2. Semelles filantes

a. Semelles filantes sous voiles « S₁ »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

Tableau VI.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.

Voile	L (m)	N _s (KN)	B (m ²)	Nombre « n »	Surface (m ²) (S = B x L x n)
VL1	1,30	587,24	3,00	2	7,80
VL2	1,20	541,45	3,00	2	7,20
VL3	2,50	455,88	1,05	1	3,10
VT1	2,50	430,87	1,15	2	5,75
VT2	1,80	594,17	2,20	2	7,92
S_{1 totale} des semelles sous voiles					31,77

b. Semelles sous poteaux « S₂ »**Etape de calcul**

Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$).

Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$, « e_i » est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i)

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

. Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Tableau VI.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

Poteaux	e _i (m)	N _i (KN)	N _i · e _i (KN.m)	M _i (KN.m)
C3	-9,075	630,65	-5723,15	0.231
C7	-5,725	1251,77	-7197,68	-0.28
C11	-2,775	1260,33	-3497,42	-1.533
C15	1,025	1448,18	1484,40	0.776
C19	4,825	1423,56	6868,68	-0.967
C23	8,625	1071,50	9241,70	-1.441
Somme		6816	1140,53	-3,214

D'où :

$$e = \frac{1140,53 - 3,214}{6816} = 0,167 \text{ m} < \frac{18,15}{6} = 3,025 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{N_s \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)}{\sigma_{\text{sol}} \times L}; \text{ Avec } N_s = \sum N_{si}.$$

D'où :

$$B \geq \frac{6816 \cdot \left(1 + \frac{3 \times 0,167}{18,15}\right)}{200 \times 18,15} = 1,92 \text{ m.}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2 \text{ totale}} = 4 \times (B \times L) = 4 \times (1,95 \times 18,15) = 141,57 \text{ m}^2.$$

c. Surface totale des semelles filantes

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 31,77 + 141,57 = 173,34 \text{ m}^2 = 73,46\%.$$

$$S_{s \text{ filantes}} > 50\% S_{\text{Batiment}}.$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VI.2.3. Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes.

Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VI.2.3.1. Pré-dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle du radier « h_r »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : « $h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$ »

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{530}{20} = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm.}$$

- **Epaisseur des nervure « h_n »**

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\cdot \frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{530}{8} = 66,25 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{530}{5} = 106 \text{ cm.}$$

$$\cdot L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \quad (\text{Condition de la longueur élastique}).$$

Avec :

. L_e : Longueur élastique.

. L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

. E_{vj} : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818,86 \text{ MPa}$).

. b : Largeur de la nervure du radier.

. I : Inertie de la section du radier $\left(I = \frac{b \cdot h^3}{12} \right)$.

. K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40 \text{ MPa}$).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3 \cdot K}{E} \frac{2^4}{\pi^4} \cdot (L_{\max})^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (L_{\max})^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5,30)^4 \times 40}{10818,86 \times \pi^4}} = 1,12 \text{ m} \Rightarrow h_n = 1,20 \text{ m.}$$

- **Largeur des nervures « b_n »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : « $0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$ »

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 48 \text{ cm} \leq b_n \leq 84 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm.}$$

- **Epaisseur de la dalle flottante « h_d »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : « $\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40}$ »

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{530}{50} = 10,6 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{530}{40} = 13,25 \text{ cm.} \Rightarrow h_d = 12 \text{ cm.}$$

- **Conclusion**

Hauteur des nervures : $h_n = 120$ cm.

Largeur des nervures : $b_n = 60$ cm.

Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30$ cm.

Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 12$ cm.

Enrobage : $c = 5$ cm (Article A.7.1 du BAEL 91).

VI.2.3.2. Surface du radier :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Où « N_s » est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : « $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$ ».

Du logiciel ETABS : $G_{ss} = 25124,17$ KN et $Q_{ss} = 3883,34$ KN. Donc : $N_s = 29007,51$ KN.

D'où :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{29007,51}{200} = 145,03 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = 145,03 \text{ m}^2 < S_{\text{batiment}} = 235,95 \text{ m}^2.$$

Donc, la surface du radier est égale à la surface du bâtiment ($235,95 \text{ m}^2$) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{batiment}} + (P_{\text{batiment}} \cdot S_{\text{débord}}) = 235,95 + (62,3 \times 0,6) = 273,35 \text{ m}^2.$$

VI.2.3.3. Sollicitations à la base du radier

- **Poids propre du radier** « G_{radier} »

Le poids du radier est la somme des éléments suivants :

- . Poids propre de la dalle du radier « G_1 ».
- . Poids propre des nervures « G_2 ».
- . Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G_3 ».
- . Poids propre de la dalle flottant « G_4 ».

Tableau VI.3 : Détermination du poids propre du radier.

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat (KN)
G_1	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$[273,35 \times 0,3] \times 25$	2050,125
G_2	$[b_n \times (h_n - h_r) \times L_{\text{nervures}}] \times \rho_{\text{béton}}$	$[0,6 \times (1,20 - 0,30) \times 162,50] \times 25$	2193,75
G_3	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(273,35 - 97,5) \times (1,20 - 0,3)] \times 17$	2139,70
G_4	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(273,35 - 97,5) \times 0,12] \times 25$	527,55
G_{radier}	$G_{\text{radier}} = \sum G_i = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$		6911,125

- **Surcharges d'exploitation du radier**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 5 \times 273,35 = 1366,75 \text{ KN.}$$

- **Charges et surcharges totales de la structure**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{ss}} + G_{\text{radier}} = 25124,17 + 6911,125 = 32035,295 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{ss}} + Q_{\text{radier}} = 3883,34 + 1366,75 = 5250,10 \text{ KN.}$$

- **Combinaisons d'actions**

$$\mathbf{A'ELU} : N_u = 1,35G_{\text{total}} + 1,5Q_{\text{total}} = 1,35 \times 32035,295 + 1,5 \times 5250,10 = 51122,80 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{A'ELS} : N_s = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 32035,295 + 5250,10 = 37285,40 \text{ KN.}$$

VI.2.3.4. Vérifications

a. Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$V_{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{51122,80 \times 1}{273,35} \times \frac{5,30}{2} = 495,60 \text{ KN.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h_r = 27 \text{ cm. Donc :}$$

$$\tau_u = \frac{495,60 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b. Poinçonnement (BAEL 91/ Art.A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma b}$$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale des nervures ($h = 1,20 \text{ m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

- **Sous poteau**

$$U_c = 2[U + V] = 2[u + v + 2h] = 2[0,50 + 0,50 + (2 \times 1,20)] = 6,8 \text{ m.}$$

- **Sous voile**

$$U_c = 2[U + V] = 2[u + v + 2h] = 2[0,2 + 2,50 + (2 \times 1,20)] = 10,20 \text{ m.}$$

Donc :

- **Sous poteau**

$$N_u = 1988,57 \text{ KN} < 0,045 \times 6,8 \times 1,2 \times \frac{25000}{1,5} = 6120 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

- **Sous voile**

$$N_u = 1722,92 \text{ KN} < 0,045 \times 10,20 \times 1,2 \times \frac{25000}{1,5} = 9180 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

c. Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA 99)

Selon l'article, il faut vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

• **Sens X-X**

$$e = \frac{36940,076}{37285,40} = 0,99 \text{ m} < \frac{19,35}{4} = 4,80 \text{ m.}$$

• **Sens Y-Y**

$$e = \frac{39750,88}{37285,40} = 1,06 \text{ m} < \frac{13,20}{4} = 3,30 \text{ m.}$$

d. Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}}$$

Où :

$$\sigma_{(\max ; \min)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

- σ_{\min} et σ_{\max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- N : Effort normal du aux charges verticales.
- S_{radier} : Surface totale du radier.
- V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.
- I : Moment d'inertie suivant le sens considéré.

Sens X-X

$$V = \frac{L_x}{2} = 9,675 \text{ m.}$$

$$I_x = I_G + B.y^2 \Rightarrow I_x = \frac{b.h^3}{12} + B.y^2 = \frac{19,35 \times (14,2)^3}{12} + (19,35 \times 14,20) \times (7,10)^2 = 18468,20 \text{ m}^4.$$

$$\cdot \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{37285,40}{237,35} + \frac{36940,076}{18468,20} \times 9,675 = 176,45 \text{ KN/m}^2.$$

$$\cdot \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{37285,40}{237,35} - \frac{36940,076}{18468,20} \times 9,675 = 137,70 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 176,45 + 137,70}{4} = 166,80 \text{ KN/m}^2.$$

$\sigma_m = 166,80 \text{ KN/m}^2 = 0,1668 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Sens Y-Y

$$V = \frac{L_y}{2} = 7,10 \text{ m.}$$

$$I_y = I_G + B.y^2 \Rightarrow I_y = \frac{h.b^3}{12} + B.y^2 = \frac{14,20 \times (19,35)^3}{12} + (19,35 \times 14,20) \times (9,675)^2 = 30892,04 \text{ m}^4.$$

$$\cdot \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{37285,40}{237,35} + \frac{39750,883}{30892,04} \times 7,10 = 166,20 \text{ KN/m}^2.$$

$$\cdot \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{37285,40}{237,35} - \frac{39750,883}{30892,04} \times 7,10 = 147,95 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 166,20 + 147,95}{4} = 161,60 \text{ KN/m}^2.$$

$\sigma_m = 161,60 \text{ KN/m}^2 = 0,1616 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

e. Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$\ll P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w \gg$$

Avec :

- . P : Poids total à la base du radier ($P = 37285,40 \text{ KN}$).
- . F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).
- . γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).
- . h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,20 \text{ m}$).
- . S : Surface du radier ($S = 273,35 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 37285,40 \text{ KN} > 1,5 \times 1,2 \times 273,35 \times 10 = 4920,30 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VI.3. Ferrailage du radier**VI.3.1. Ferrailage de la dalle du radier**

Le radier est calculé comme un plancher en dalle plein renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

- **Dimensions du panneau le plus sollicité**

$$. l_x = L_x - b_n = 3,80 - 0,6 = 3,20 \text{ m}.$$

$$. l_y = L_y - b_n = 5,30 - 0,6 = 4,70 \text{ m}.$$

. D'où :

$$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4,70} = 0,68 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

• **Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1m) la valeur des moments est :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_{0x} = \mu_x \cdot \rho \cdot l_x^2$.

. Sens l_y (Grande portée) : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$.

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients donnés par le tableau de l'**annexe E.3 du BAEL 91** en fonction du

rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

$$\text{Pour : } \frac{l_x}{l_y} = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } \mu_x = 0,0710 ; \mu_y = 0,403 \\ \text{ELS: } \mu_x = 0,0767 ; \mu_y = 0,558 \end{cases}$$

p : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

. **A'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - (1,35 \times \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}}) = \frac{51122,80}{273,35} - (1,35 \times \frac{6911,125}{273,35}) = 152,90 \text{ KN/m}^2.$$

. **A'ELS :**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - (1,35 \times \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}}) = \frac{37285,40}{273,35} - (1,35 \times \frac{6911,125}{273,35}) = 102,30 \text{ KN/m}^2.$$

Donc :

• **A'ELU**

$$M_{xU} = [\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2] \cdot 1\text{ml} = [0,0710 \times 152,90 \times 3,2^2] \cdot 1\text{ml} = 111,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yU} = [\mu_y \cdot M_{0x}] \cdot 1\text{ml} = [0,403 \times 111,16] \cdot 1\text{ml} = 44,80 \text{ KN.m.}$$

• **A'ELS**

$$M_{xS} = [\mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2] \cdot 1\text{ml} = [0,0767 \times 102,30 \times 3,2^2] \cdot 1\text{ml} = 80,35 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yS} = [\mu_y \cdot M_{0x}] \cdot 1ml = [0,558 \times 80,30] \cdot 1ml = 44,80 \text{ KN.m.}$$

- **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0,85) en travée, de (0,5) aux appuis de intermédiaires et de (0,3) aux appuis de rives. Donc :

- **A'ELU**

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 111,16 = 94,50 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 44,80 = 38,08 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis**

$$M_{1x}^a = -0,5 \times 111,16 = -55,60 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2x}^a = -0,3 \times 111,16 = -33,35 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1y}^a = -0,5 \times 44,80 = -22,40 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2y}^a = -0,3 \times 44,80 = -13,45 \text{ KN.m.}$$

- **A'ELS**

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 80,35 = 68,30 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 44,80 = 38,08 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis**

$$M_{1x}^a = -0,5 \times 80,35 = -40,20 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2x}^a = -0,3 \times 80,35 = -24,10 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1y}^a = -0,5 \times 44,80 = -22,40 \text{ KN.m.}$$

$$M_{2y}^a = -0,3 \times 44,80 = -13,45 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Zone	Sens	M_u (KN.m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	S_t (cm)
En travée	x-x	94,50	11,54	8HA16	16,09
	y-y	38,08	4,48	6HA14	9,23
Aux appuis	x-x	-55,60	6,61	8HA12	9,05
	y-y	-22,40	2,61	6HA12	6,77

VI.3.2. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non-fragilité (BAEL 91/Art B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec :

• ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « X » et dans le sens « Y ».

• ρ_0 : Rapport du volume des acier celui du béton. $\rho_0 = 0,0008$ Pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

• **Sens X-X**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0,0008 \times \frac{3 - 0,68}{2} \times (100 \times 30) = 2,78 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 12,066 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 2,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0,0008 \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{y \min} = 2,40 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 2,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91/ Art.A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employée comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\text{adopté}} = 16 \text{ mm} < 30 \text{ mm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Espacement des barre (BAEL91/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

• **Direction (x-x) :** $S_t = 15 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

• **Direction (y-y) :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

VI.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

• **Contraintes dans les aciers**

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

• **Contraintes dans le béton**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

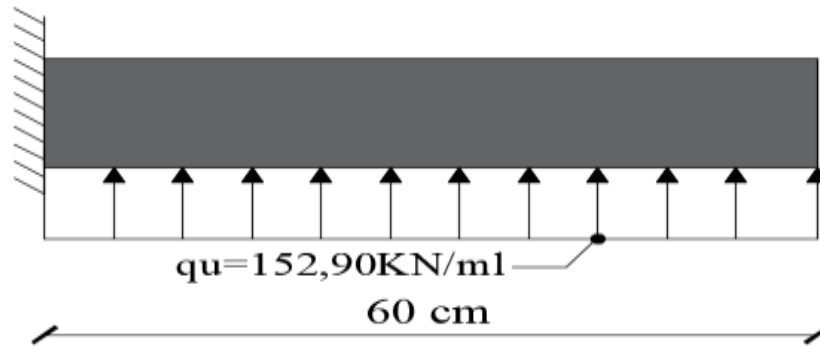
Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	Ms (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obc
En travée	x-x	68,30	16,09	0,446	0,998	34,20	157,53	4,60	201,63	15	CV
	y-y	38,08	9,23	0,209	0,925	52,88	153,11	2,90			CV
Aux appuis	x-x	-40,20	9,05	0,342	0,909	39,95	164,85	4,13			CV
	y-y	-22,40	6,77	0,209	0,925	52,88	122,80	2,30			CV

VI.3.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge ascendante uniformément répartie. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).



Figures VI.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{152,90 \times 0,6^2}{2} = -27,53 \text{ KN.m.}$$

• Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,53 \times 10^6}{1000 \times 250 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,9845$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27,53 \times 10^3}{0,9845 \times 25 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2.$$

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 celle du radier.

VI.3.5. Ferrailage des nervures

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$), donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

. Les nervure suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.

. Les nervure suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchant), « **M. BELAZOUGUI** » propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

Avec :

- . q_m : Charge permettant le calcul des moments fléchissant.
- . q_t : Charge permettant le calcul des efforts tranchants.
- . q : Charge agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les larguer « l_m et l_t » sont déterminées comme suit :

- **Cas des charges trapézoïdales**

. **Moment fléchissant** : $l_m = l_x \cdot (0,5 - \rho_x^2/6)$.

. **Effort tranchant** : $l_t = l_x \cdot (0,5 - \rho_x/4)$.

- **Cas des charges triangulaires**

. **Moment fléchissant** : $l_m = 0,333 \cdot l_x$.

. **Effort tranchant** : $l_t = 0,25 \cdot l_x$.

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

• **Détermination des sollicitations**

Sens y-y : (sens transversale).

Tableau VI.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

Travées	l_x (m)	ρ	Charge	l_m (m)	l_t (m)	ELU		ELS		
						q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/m ²)	q_{tu} (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/m ²)
1-2	2,20	0,74	Triangulaire	0,73	0,55		223,20	168,20		149,40
2-3	3,20	0,72	Trapézoïdale	1,32	1,02	152,90	403,60	311,90	102,30	270,08
3-4	3,20	0,85	Trapézoïdale	1,20	0,92		367,00	281,40		245,50

Sens x-x : (sens longitudinal).

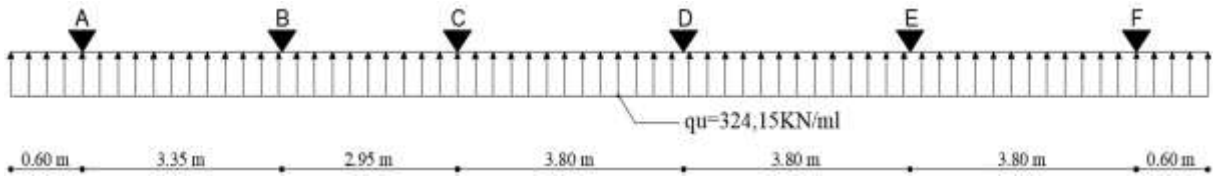
Tableau VI.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Travées	l_x (m)	ρ	Charge	l_m (m)	l_t (m)	ELU		ELS		
						q_u (KN/m ²)	q_{mu} (KN/m ²)	q_{tu} (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	q_{ms} (KN/m ²)
A-B	2,75	$\frac{0,63}{0,75}$	Triangulaire	0,90	0,67		275,20	204,90		184,10
B-C	2,35	$\frac{0,56}{0,66}$	Triangulaire	0,78	0,59		229,35	180,40		159,60
C-D	3,20	$\frac{0,72}{0,85}$	Triangulaire	1,06	0,80	152,90	324,15	244,60	102,30	216,90
D-E	3,20	$\frac{0,72}{0,85}$	Triangulaire	1,06	0,80		324,15	244,60		216,90
E-F	3,20	$\frac{0,72}{0,85}$	Triangulaire	1,06	0,80		324,15	244,60		216,90

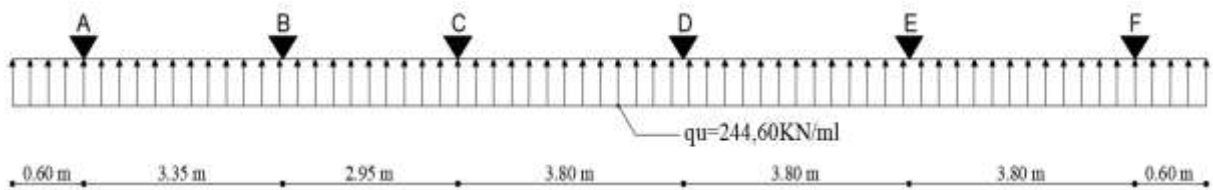
a. Sens x-x : (sens longitudinal).

A l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

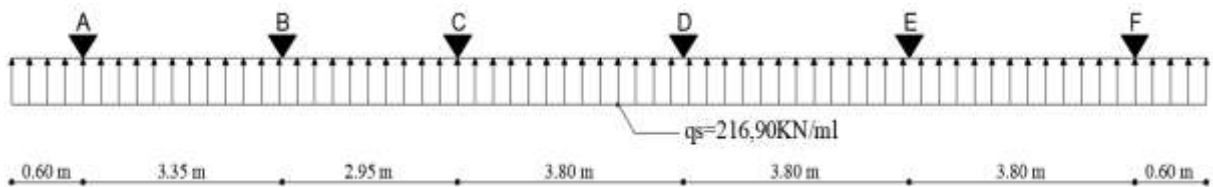


2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



A l'ELS

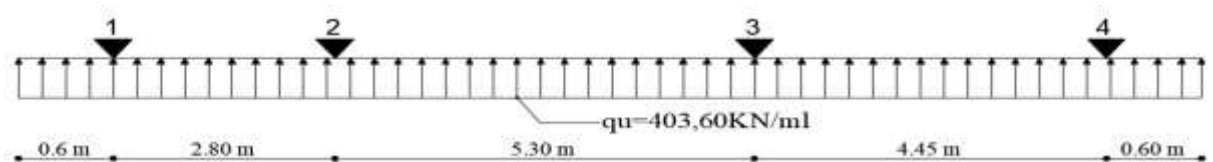
1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



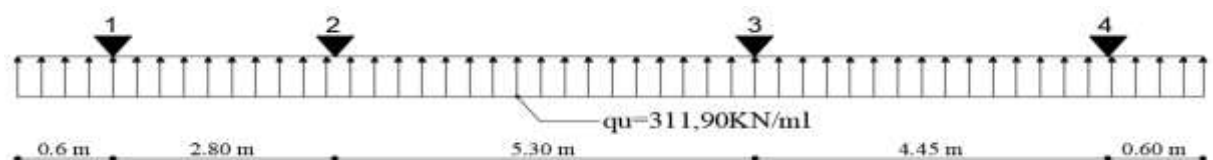
b. Sens y-y : (sens transversale).

A l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant

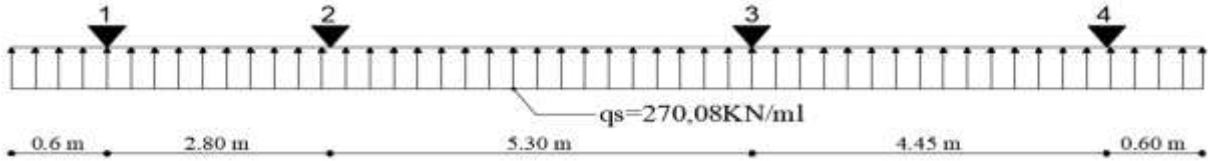


2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



A l'ELS

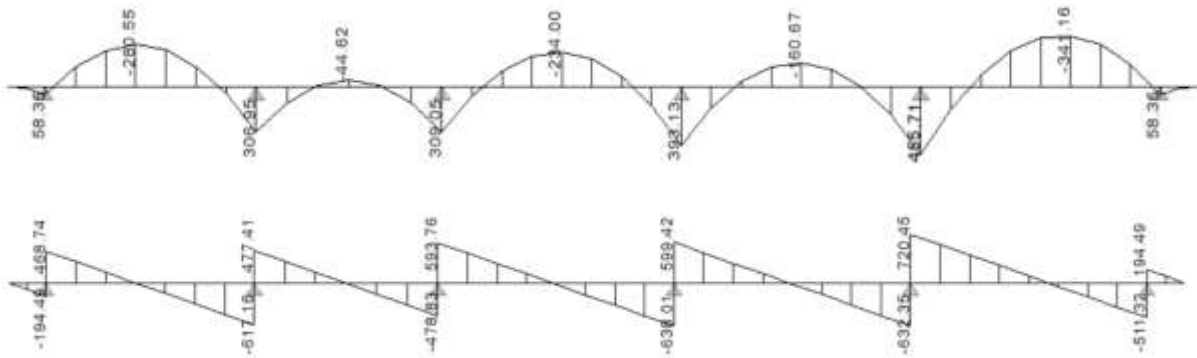
1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant



• Calcul des efforts internes

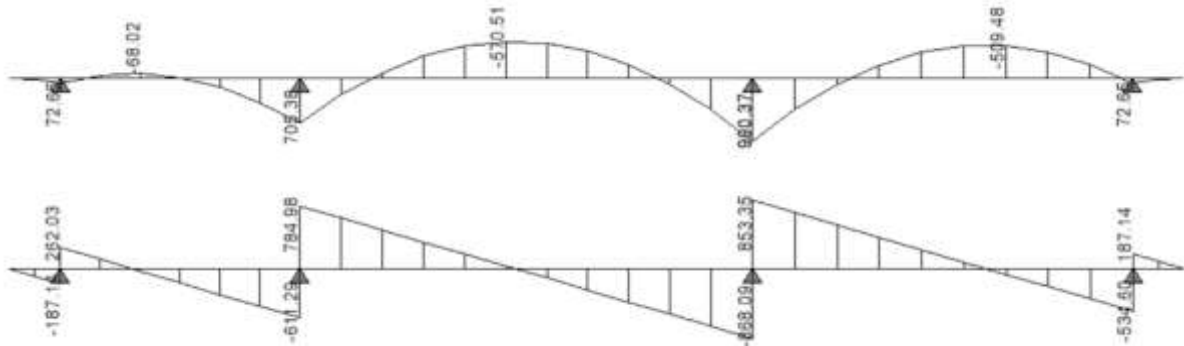
Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

a. Sens x-x : (sens longitudinal).



Figures VI.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU sens longitudinal.

b. Sens y-y : (sens transversale).



Figures VI.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU sens transversale.

• Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

Sens	Zone	$M_u \text{ max}$ (KN.m)	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Longitudinal (x-x)	En travée	-341,16	8,67	5HA14 + 5HA12 = 11,31
	Aux appuis	455,71	11,64	5HA14 + 5HA14 = 15,39
Transversale (y-y)	En travée	-570,51	14,66	7HA16 + 3HA14 = 18,70
	Appuis (3)	990,37	26,00	10HA16 + 5HA20 = 35,82
	Aux appuis	705,38	18,24	7HA16 + 3HA20 = 23,50

VI.3.6. Vérifications à l'ELU**a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art.A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 60 \times 115 \times \frac{2,1}{400} = 8,33 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à « A_{\min} ». La condition est donc vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art.A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

• **Sens longitudinal (x-x) :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{543,65 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0,787 \text{ MPa.} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

• **Sens transversale (y-y) :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{868,09 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1,26 \text{ MPa.} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

. $\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

Où :

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

• **Sens longitudinal (x-x) :**

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 10 \times 3,14 \times 14 = 439,6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \sum \mu_i} = \frac{543,65 \times 10^3}{0,9 \times 115 \times 439,6} = 1,195 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

• **Sens transversale (y-y) :**

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = (10 \times 3,14 \times 16) + (5 \times 3,14 \times 14) = 722,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \sum \mu_i} = \frac{868,09 \times 10^3}{0,9 \times 115 \times 722,2} = 1,161 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Calcul des armatures transversales (BAEL 91/Art. A.7.2,2)

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = (3,43 ; 6 ; 1,6) = 1,6 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur (3) cadre et un étrier en $\varnothing 8$ ($A_t = 3,02 \text{ cm}^2$).

e. Espacement des armatures transversales**1. Article A.5.1,23 du BAEL 91**

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3f_{tj})}{0,9 \cdot f_e} \Rightarrow S_t = \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3f_{tj}) \cdot b_0} = \frac{0,9 \times 400 \times 3,14}{1,15 \cdot (1,26 - 0,3 \times 2,1) \cdot 60} = 26 \text{ cm.}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA99/2003**. Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (30 ; 19,2) = 19,2 \text{ cm.}$$

Donc :

$$S_{t \max} = \min (19,2 \text{ cm} ; 26 \text{ cm}) = 19,2 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

. Zone courante :

$$S_t \leq h/20 = 120/2 = 60 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

f. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91/Art A.5.1 ,22)

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (103,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \text{ adoptée}}^{\max} = 20 \text{ cm} < S_t^{\max} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

g. Armatures transversales minimales (Art A.5.2.2 du RPA 99/2003)

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h. Armatures de peau (BAEL 91 / Art A.8.3)

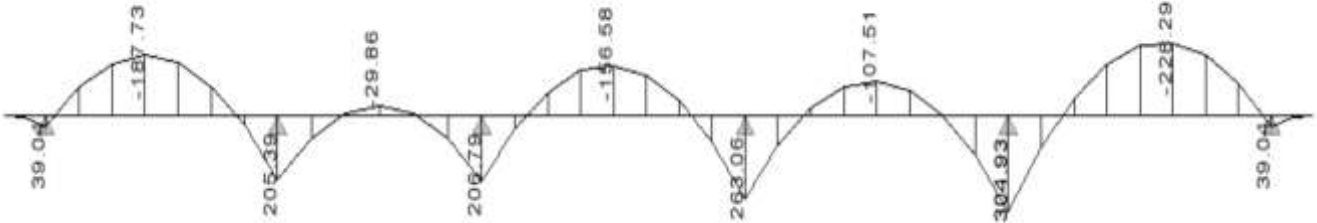
Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins « 3 cm² » par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_{\text{peau}} = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

VI.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS

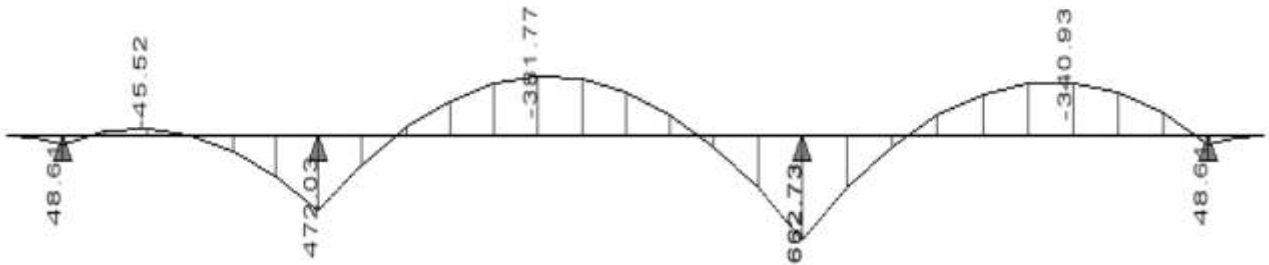
Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

- **Sens longitudinal (x-x) :**



Figures VI.4 : diagramme des fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

- **Sens transversale (y-y) :**



Figures VI.5 : diagramme des fléchissant à l'ELS (sens transversale).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

- **Contraintes dans les aciers**

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

- **Contraintes dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

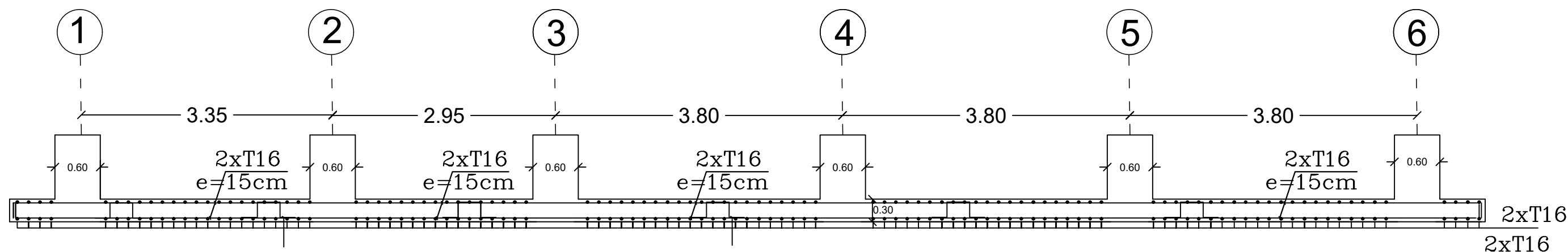
Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

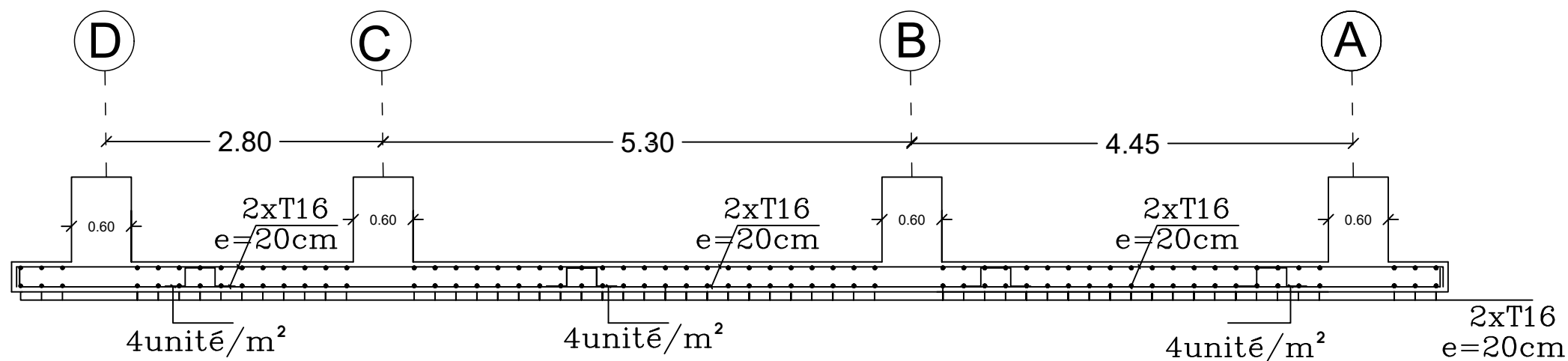
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	Ms (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	O _{bc}
(x-x) longitudinal	En travée	-228,26	11,31	0,163	0,934	60,76	187,90	3,09	201,63	15	CV
	Aux appuis	304,93	15,39	0,223	0,9243	51,04	186,40	3,65			CV
(y-y) transversale	En travée	-381,77	18,70	0,271	0,9175	45,66	193,50	4,25	201,63	15	CV
	Appui (3)	662,73	35,82	0,519	0,892	31,30	180,40	5,76			CV
	Aux appuis	472,03	23,50	0,341	0,909	39,95	197,30	4,94			CV

FERRAILLAGE DU RADIER SENS X-X



FERRAILLAGE DU RADIER SENS Y-Y



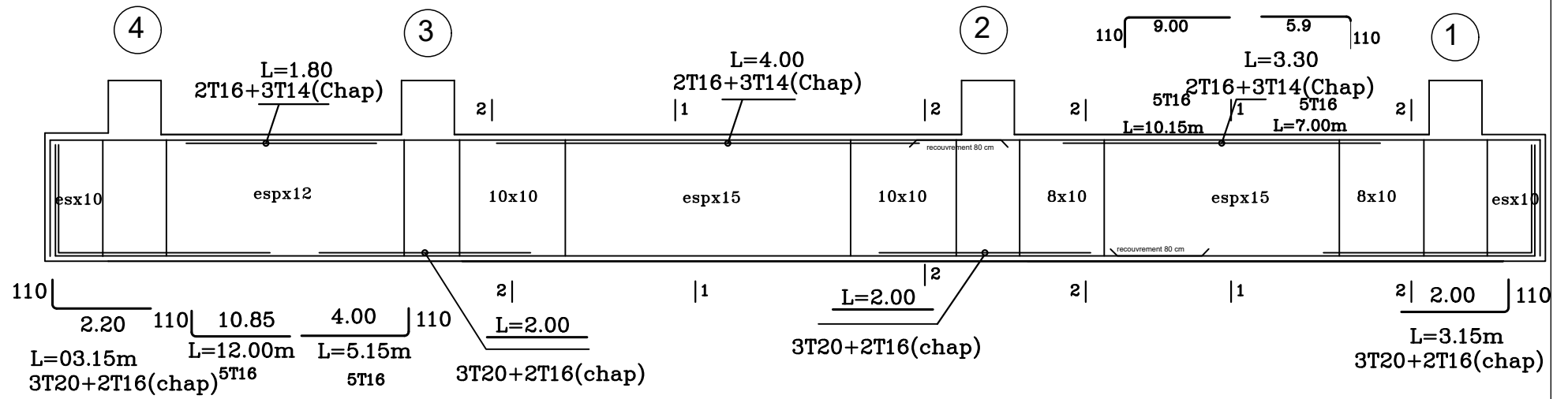
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Département de Génie Civil

HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia

Planche N°02
Echelle : 1/50

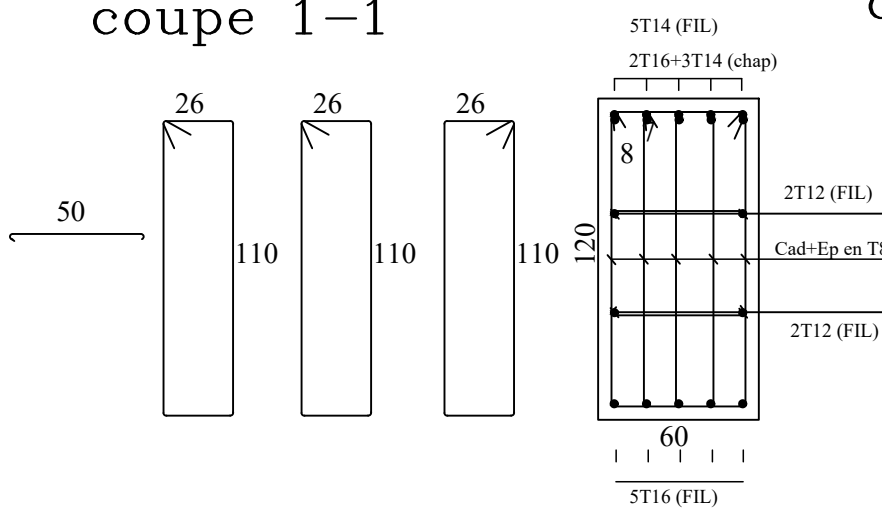
Promotion : 2024

FERRAILLAGE DES NERVURE SENS Y-Y (60X120)AXE 1.2.4.5.6

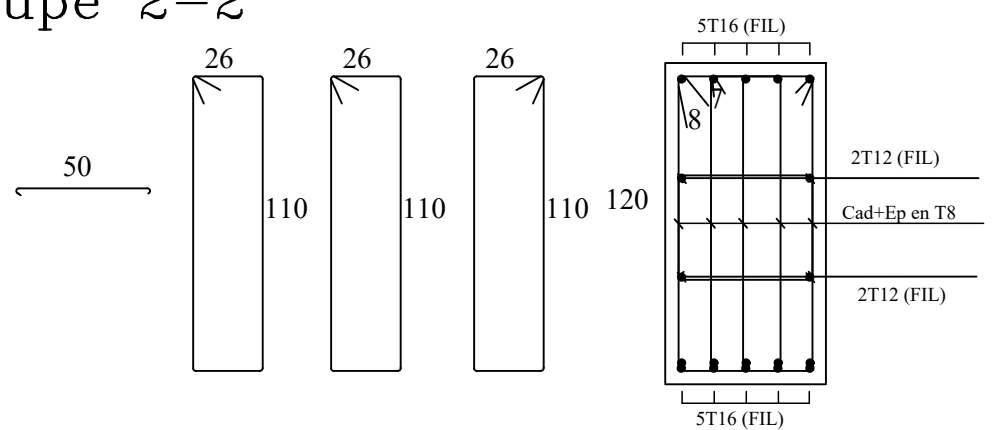


50

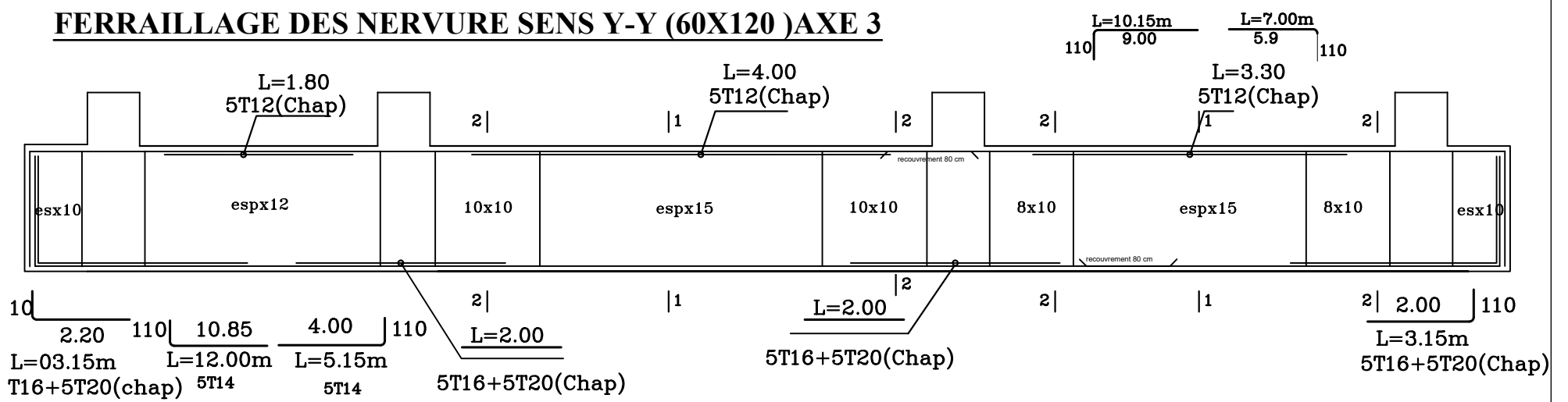
coupe 1-1



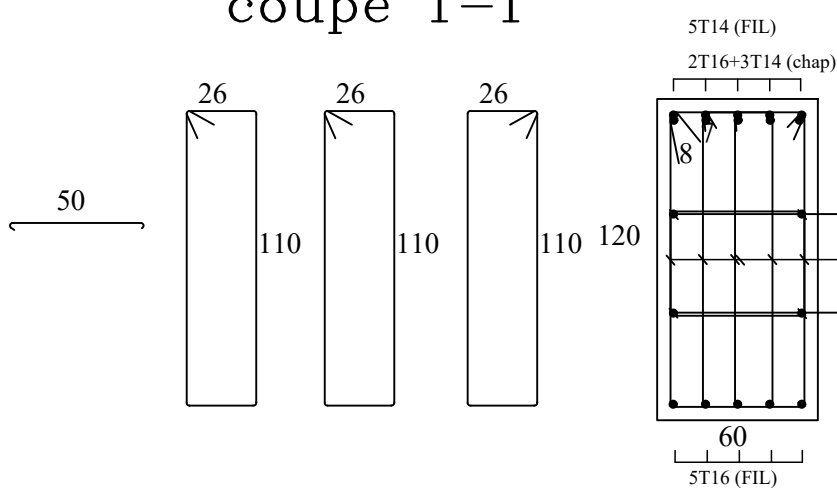
coupe 2-2



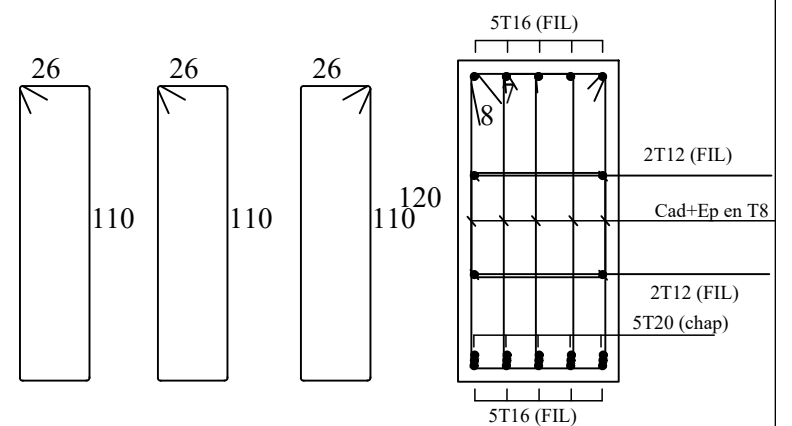
FERRAILLAGE DES NERVURE SENS Y-Y (60X120)AXE 3



coupe 1-1



coupe 2-2



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Département de Génie Civil

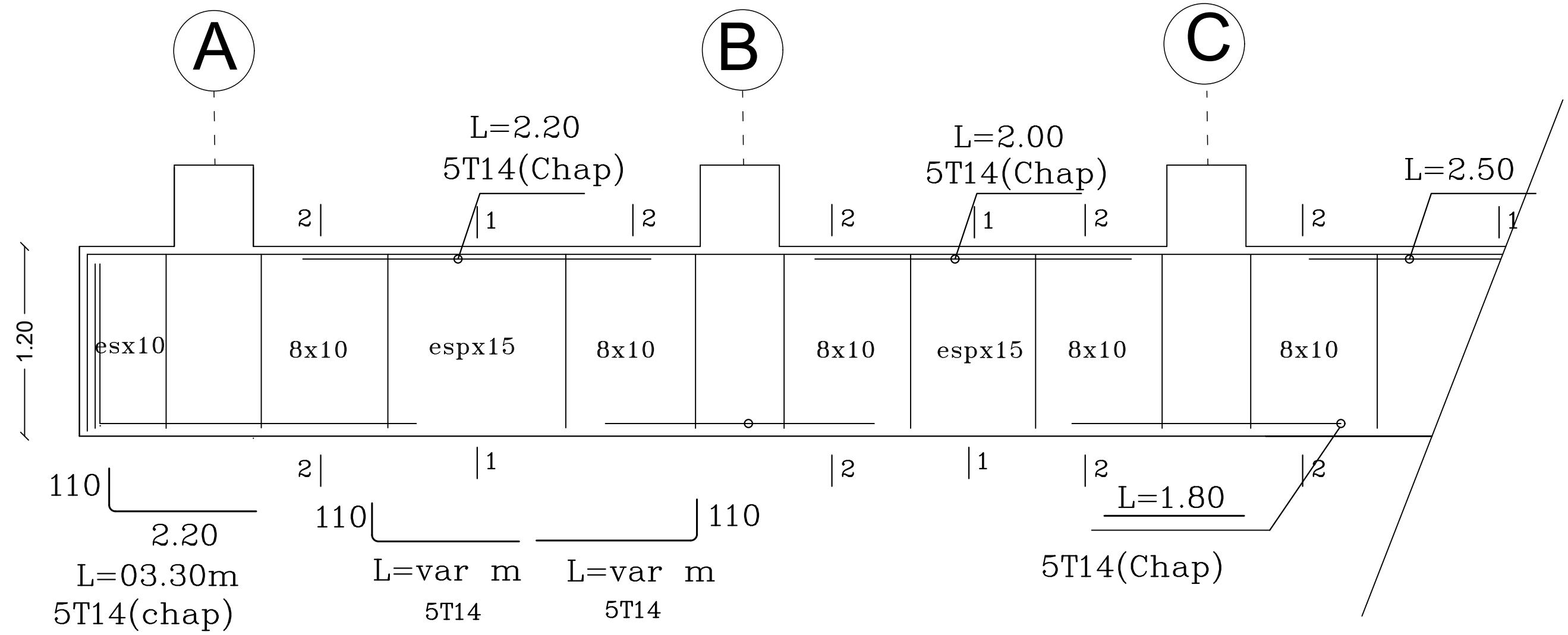
HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia

Planche N°01

Echelle : 1/50

Promotion : 2024

FERRAILLAGE DES NERVURE SENS X-X (60X120) AXE A.B.C.D



Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même l'application des règlements de certaines méthodes, et mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Les structures en zone sismique (zone II) avec une hauteur importante nécessitent une étude précieuse de comportements des structures vis-à-vis des sollicitations qui agissent sur elle, le comportement de la structure dépend du type de contreventement et elle doit être conçue et construite de manière à résister aux charges verticales et charges horizontales tels que les vents et les séismes.

Nous avons remarqué que le dimensionnement des poteaux avec la formule de BAEL 91 /99 donne des sections faibles, donc nous sommes passés au dimensionnement avec la formule de l'effort normal réduit stipulée dans RPA 99 /V2003 comme solution qui nous a donné des résultats proches de la réalité.

Le ferraillement des voiles de contreventement nécessite une disposition constructive bien précise, car l'exécution sur chantier nous conditionne d'utiliser le même nombre de barres et le même espacement pour faciliter leur réalisation, nous avons constaté que le ferraillement est un peu élevé dans les zones sismiques (sismicité élevée) donc on doit réaliser des structures en voiles porteurs.

Les aciers de nuance FeE400 sont plus disponibles sur le marché, comme remplaçable et il existe des aciers de nuance **FeE500** qui permettent de minimiser la section d'armature jusqu'à 20%.

Dans l'infrastructure la contrainte du sol utilisée pour définir le type de fondation est de 2 bars (Selon le rapport géotechnique).

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation de l'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur et Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour notre parcours à l'avenir.

Résumé

Dans ce cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et de commerce implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 8 étages réalisés dans la commune de Tizi Ouzou (zone II A).

Le rapport est constitué de 7 chapitres :

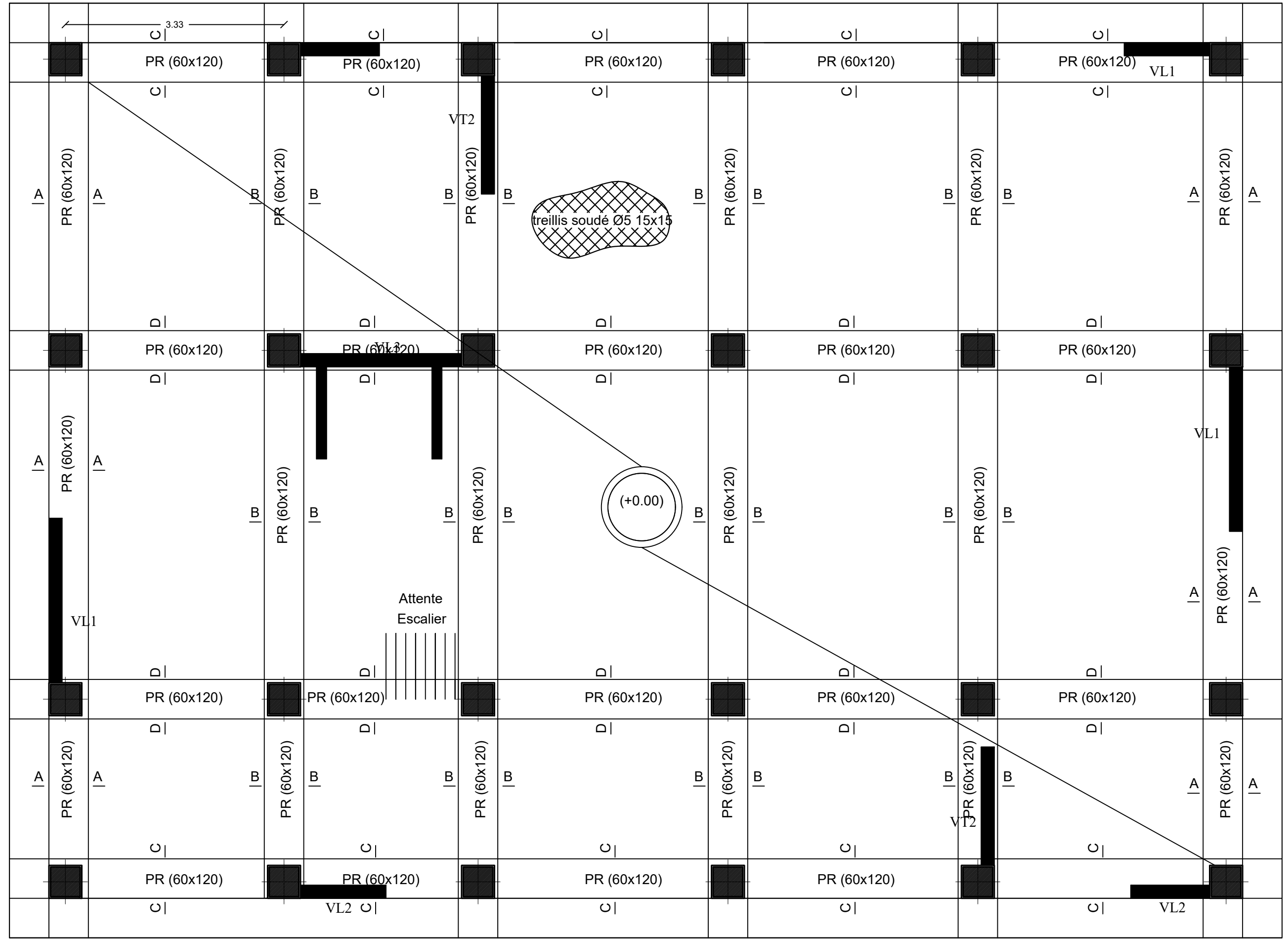
- ❖ Chapitre 1 : consiste la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments, les caractéristiques mécaniques et le choix des matériaux.
- ❖ Chapitre 2 : présente le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) et des éléments non structuraux (comme plancher).
- ❖ Chapitre 3 : consiste le calcul des éléments secondaires (acrotère, la salle machine les planchers, les escaliers et les balcons).
- ❖ Chapitre 4 : consiste la présentation du logiciel de calcul utilisé (Etabs).
- ❖ Chapitre 5 : consiste la modélisation et les vérifications de la structure selon l'exigence du règlement parasismique algérien (RPA 99/ 2003).
- ❖ Chapitre 6 : consiste le ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Etabs.
- ❖ Chapitre 7 : l'étude de l'infrastructure suivie d'une conclusion générale.

- ❖ Le règlement parasismique algérien 99 (version2003)
- ❖ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

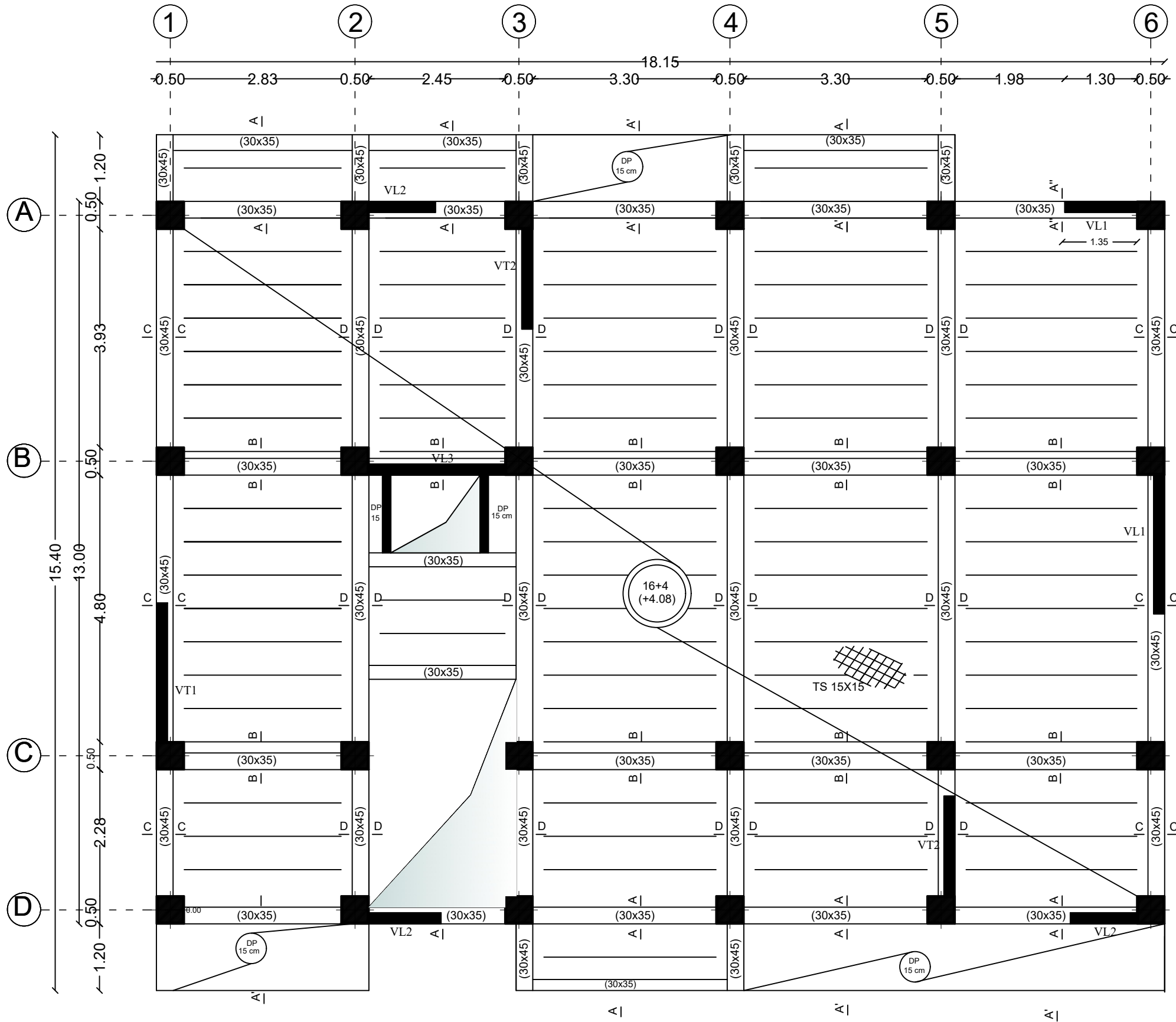
Logiciel

- ❖ Etabs v9.6.0
- ❖ Autodesk Autocad
- ❖ Socotec BaelR

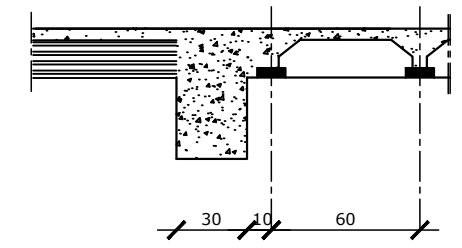
4.43



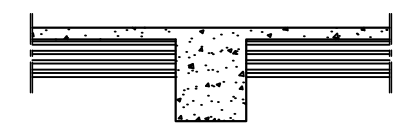
PLAN DU COFFRAGE RDC



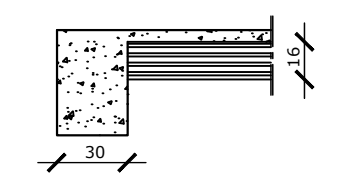
COUPE A-A



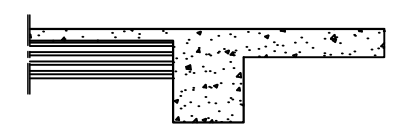
COUPE B-B



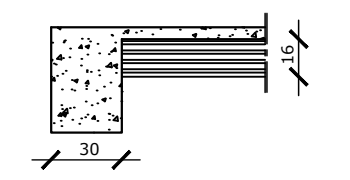
COUPE C-C



COUPE A'-A'

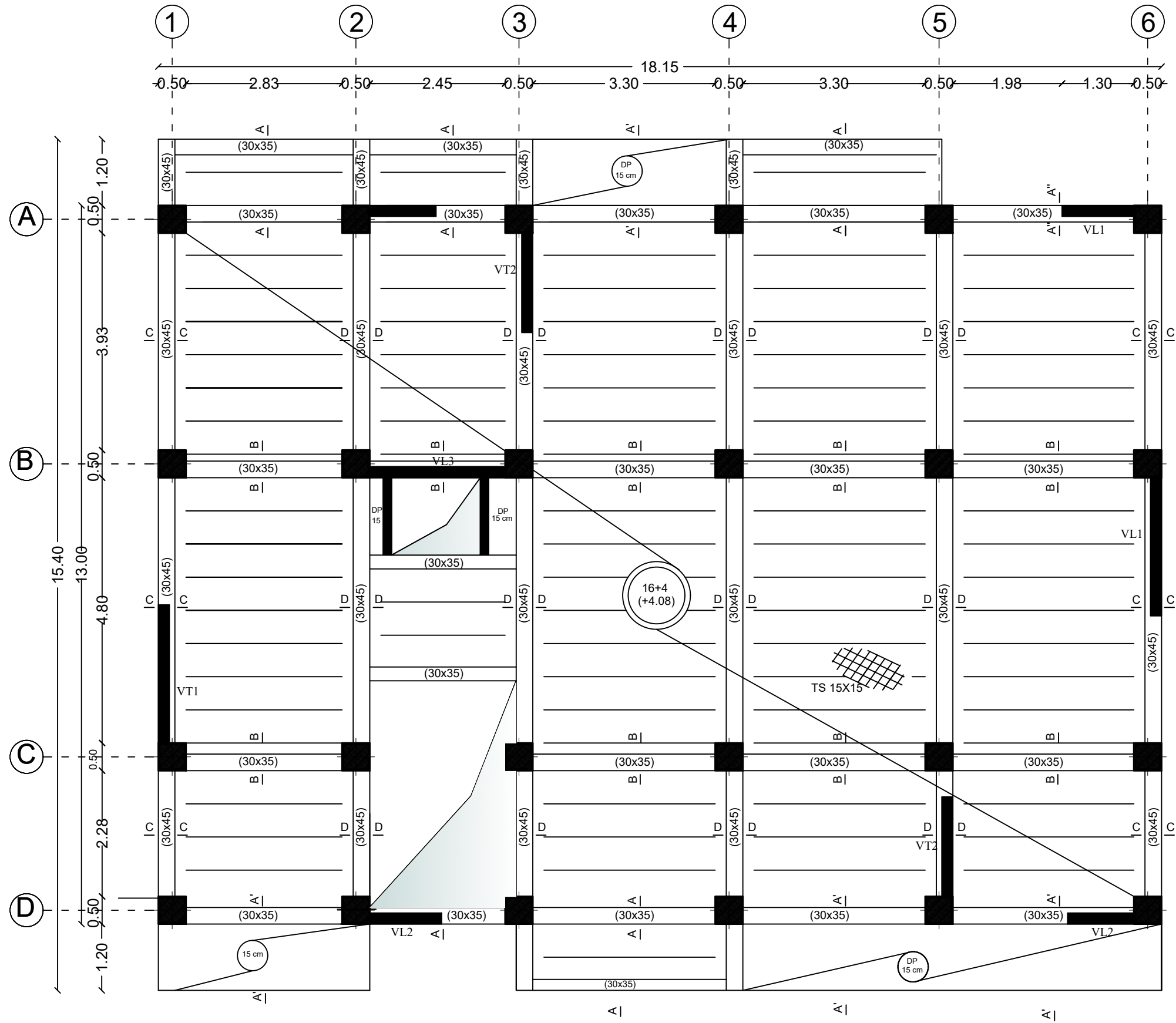


COUPE A''-A''

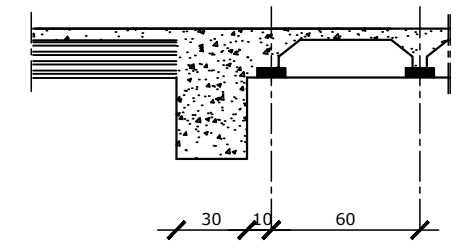


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil
HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia
 Planche N°03
 Echelle : 1/50 Promotion : 2024

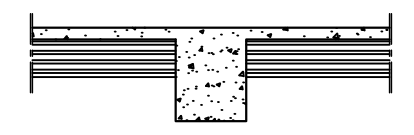
PLAN DU COFFRAGE 1er ETAGE ET 2eme ETAGE



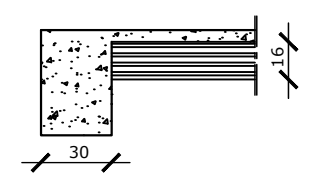
COUPE A-A



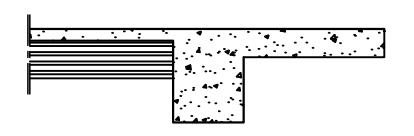
COUPE B-B



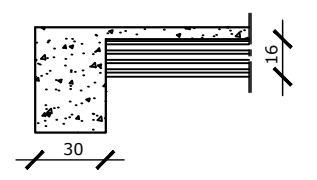
COUPE C-C



COUPE A'-A'

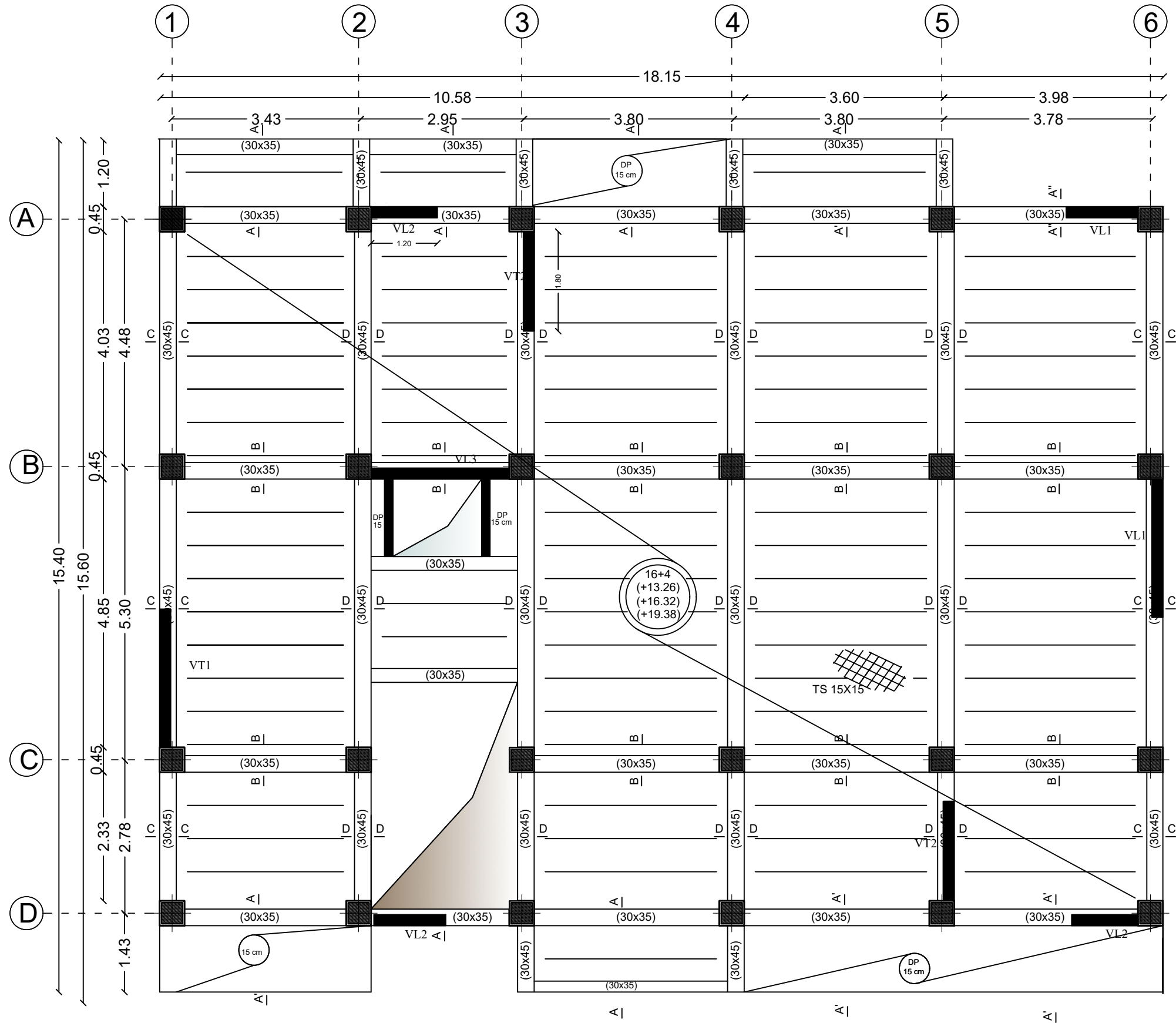


COUPE A''-A''

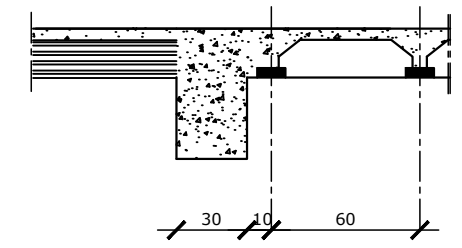


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil
HAMDI CHAFAA /
 ABDOUN Nadia
 Planche N°04
 Echelle : 1/50
 Promotion : 2024

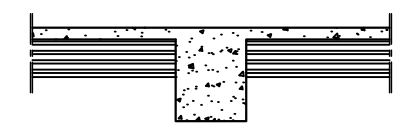
PLAN DU COFFRAGE 3er ETAGE AU 5eme ETAGE



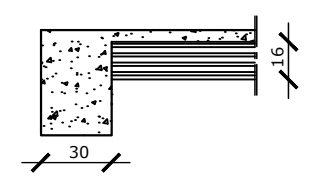
COUPE A-A



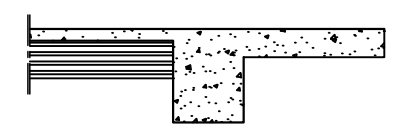
COUPE B-B



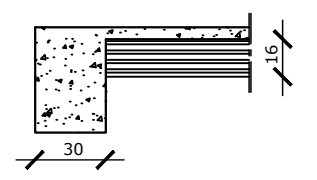
COUPE C-C



COUPE A'-A'

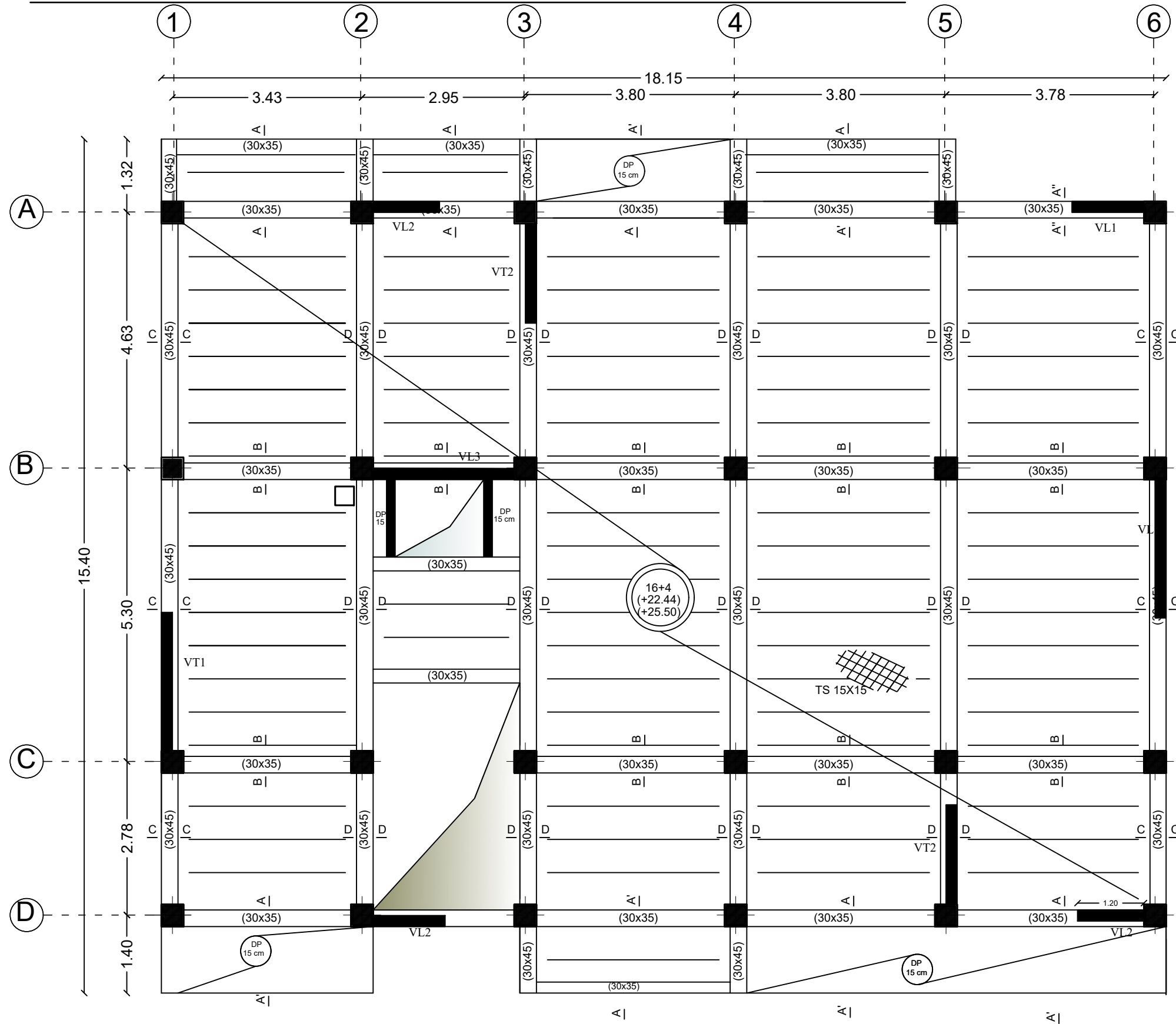


COUPE A''-A''

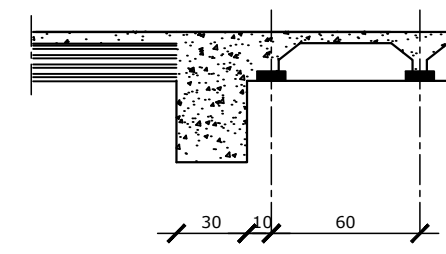


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil
HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia
 Planche N°05
 Echelle : 1/50 Promotion : 2024

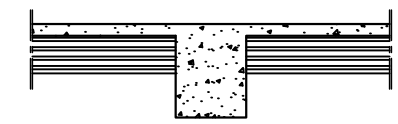
PLAN DU COFFRAGE 6er ETAGE AU 7eme ETAGE



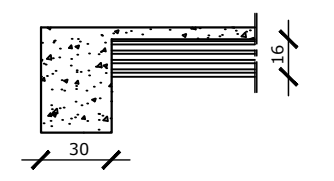
COUPE A-A



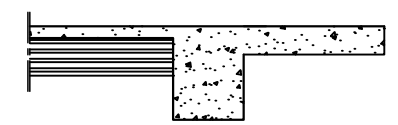
COUPE B-B



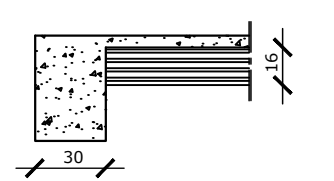
COUPE C-C



COUPE A'-A'



COUPE A''-A''

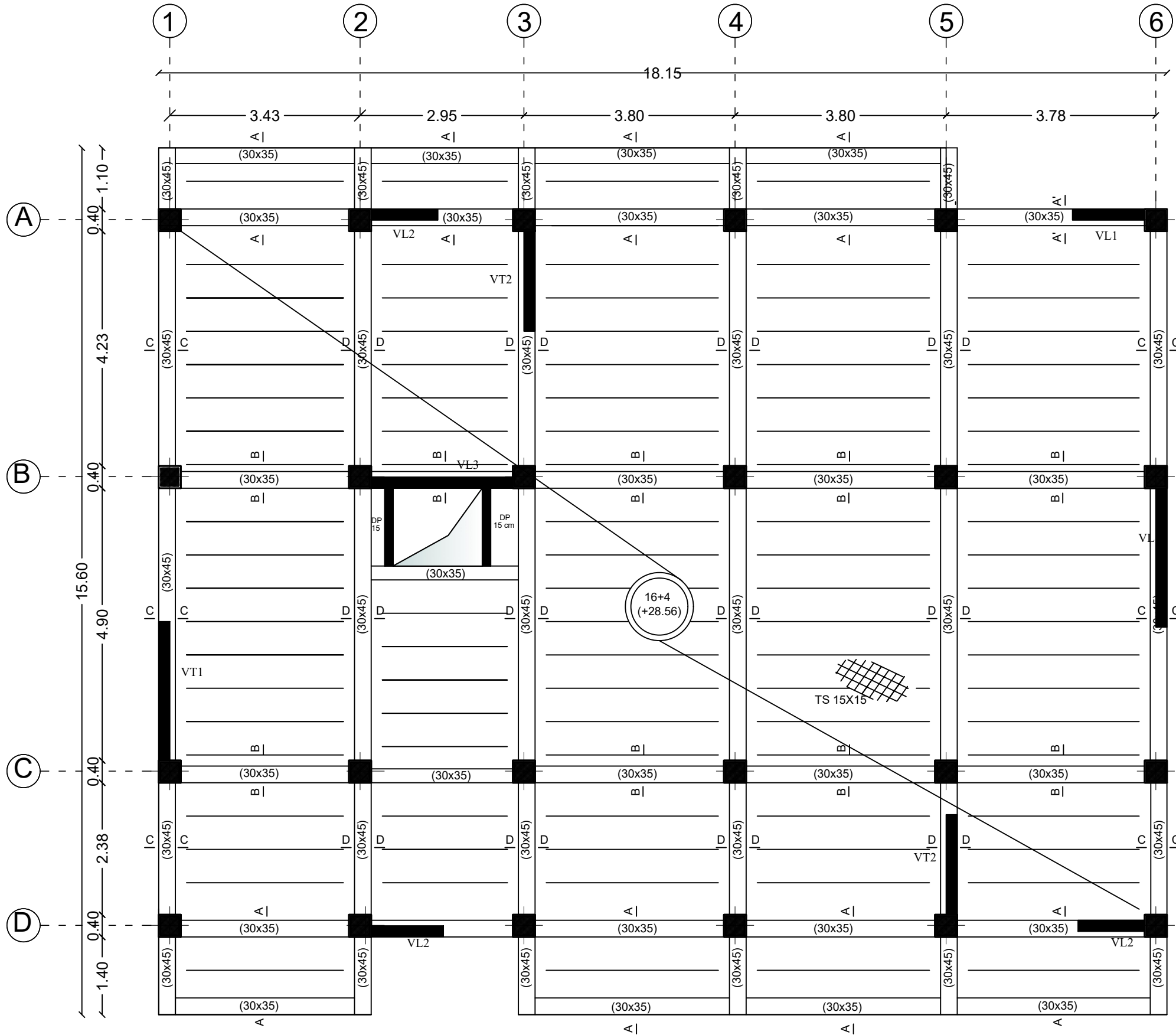


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

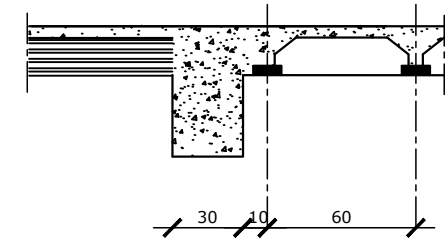
HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia

Planche N°06
 Echelle : 1/50 Promotion : 2024

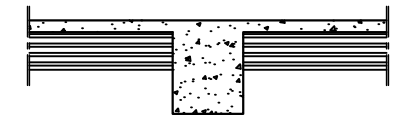
PLAN DU COFFRAGE 8eme ETAGE



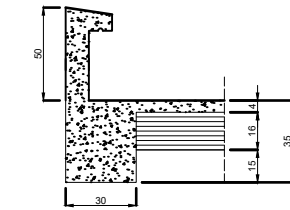
COUPE A-A



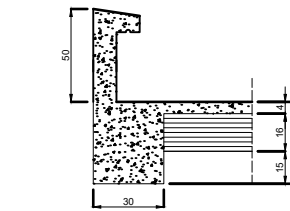
COUPE B-B



COUPE C-C



COUPE A'-A'



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

HAMDI CHafaa /ABDOUN Nadia

Planche N°07

Echelle : 1/50

Promotion : 2024