

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

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



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

THÈME

*Étude d'un bâtiment (R+10+S/SOL) à
usage d'habitation, commercial et de
service contreventé par voiles porteurs
Avec application du logiciel ETABS*

Réalisé par:

Mr: DJOUMAD Ilyes

Mr: DJOUAHER Karim

Encadré par :

Mr: GHERBI Ahmed

Promotion : 2018/2019

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, on tient à remercier en premier lieu Dieu, le clément et le miséricordieux, qui nous a donné la force et la foi pour finaliser notre travail.

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

On tient à remercier notre promoteur Mr GHERBI, pour son encadrement, et ses conseils durant l'évaluation de ce travail.

Nous adressons également nos sincères remerciements et notre profonde gratitude aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet

Sans oublier tous les enseignants qui nous ont accompagné tout le long de notre chemin d'étude

Nos sincères sentiments à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce projet.

Merci à Tous.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, merci infiniment.*
- ❖ *A mes chers frères (Krimou ,Zineddine).*
- ❖ *A ma chère sœur (Tinhinane).*
- ❖ *A tous mes chers oncles (Nassim,Hocine,Maha,Kaci).*
- ❖ *A tous mes amis(es) sans exception.*
- ❖ *A mon binôme Karim.*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Ilyes

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, merci infiniment.*
- ❖ *A mes chers frères (Ramdhane,Lyes, Sofiane,).*
- ❖ *A mes chères sœurs (Djamila,Dalila,Hassina et Ouardia).*
- ❖ *A tous mes chers oncles .*
- ❖ *A tous mes amis(es) sans exception.*
- ❖ *A mon binôme Ilyes.*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Karim

Sommaire

Introduction

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.14

Chapitre III : Calcul des éléments :

• III.1.Acrotère.....33

• III.2. Plancher.....40

• III.3.Escalier.61

• III.4.Poutre palière79

• III.5.Balcons.....91

• III.6. Salle machine97

• III.7. Rampe.....108

Chapitre IV : Modélisation.....119

Chapitre V : Vérifications des conditions du RPA140

Chapitre VI: Ferrailage des éléments :

•VI.1.Ferrailage des poteaux.....152

•VI.2.Ferrailage des poutres.....167

•VI.3.Ferrailage des voiles.....177

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....190

Chapitre VIII: Voile périphérique221

Conclusion

Bibliographie

Liste des figures

Figure	Page
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage	
Figure I.1 : Diagramme réel	9
Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton	10
Figure I.3 : Diagramme de contrainte à l'ELS	10
Figure I.4 : Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier	13
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Figure II.1 : Schémas d'un plancher au corps creux.	15
Figure II.2: Dimension de la poutre principale et secondaire.	18
Figure II.3: Coupe de voile en élévation.	18
Figure II.4: Coupe de voile en plan	19
Figure II.5: Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse.	21
Figure II.6: Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.	22
Figure II.7 : Coupe d'un plancher en dalle pleine.	23
Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.	24
Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.	24
Figure II.10 : Coupe verticale de l'acrotère.	25
Figure II.11: La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.	26
Chapitre III : Calcul des éléments	
Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.	33
Figure III.1.2 : Schéma statique	33
Figure III.1.3: Diagramme des efforts internes	34
Figure III.1.4: Schéma de Ferrailage de l'acrotère	39
Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.	40
Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression	41
Figure III.2.3: Schéma statique de la poutrelle.	42
Figure III.2.4: Coupe vertical d'une poutrelle.	43
Figure III.2.5 : Méthode des trois moments	46
Figure III.2.6: Schéma statique de la poutrelle	47
Figure III.2.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	49
Figure III.2.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.	50
Figure III.2.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	56
Figure III.2.10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.	57
Figure III.2.11: Schéma de Ferrailage de la poutrelle	60
Figure III.3.1 : Schéma des escaliers droits	61
Figure III.3.2 : vue en plan et Le schéma statique de l'escalier	62
Figure III.3.3: Schéma de chargement à l'ELU.	65
Figure III.3.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU	68
Figure III.3.5 : une section rectangulaire d'une bande de 1m	69

Figure III.3.6: Schéma de chargement à l'ELS.	72
Figure III.3.7 : Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant à L' ELS	75
Figure III.3.8 : Schéma de Ferrailage d'escaliers	78
Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre palière.	79
Figure III.4.2 : Les dimensions de la poutre palière	79
Figure III.4.3: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.	80
Figure III.4.4: Diagramme de moment isostatique à l'ELU.	81
Figure III.4.5 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.	81
Figure III.4.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.	81
Figure III.4.7 schéma statique à l'ELS	86
Figure III.4.8: Diagramme de moment isostatique à l'ELS.	87
Figure III.4.9: Diagramme des moments corrigé à l'ELS	87
Figure III.4.10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS	87
Figure III.4.11 : Schéma de Ferrailage de la poutre palière	90
Figure III.5.1: Schéma statique du balcon	91
Figure III.5.2 : dimensions du balcon.	91
Figure III.5.2 : Schéma Ferrailage de la salle machine	96
Figure III.6.1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine	97
Figure.III.6.2 : Les moments des charges locales	98
Figure.III.6.3 : Correction des moments	100
Figure III.6.4 : Schéma Ferrailage de la salle machine	107
Figure .III.7.1 : Schéma d'une rampe	108
Figure III.7.2 : vue en plan et Le schéma statique de la rampe	108
Figure III.7.3: Schéma de chargement à l'ELU	110
Figure III.7.4: Diagramme de moment isostatique à l'ELU.	111
Figure III.7.5 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.	111
Figure III.7.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.	111
Figure III.7.7 : une section rectangulaire d'une bande de 1m	111
Figure III.7.8: Schéma de chargement à l'ELS.	114
Figure III.7.9: Diagramme de moment isostatique à l'ELS.	115
Figure III.7.10 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.	115
Figure III.7.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.	115
Figure III.7.12 : Schéma Ferrailage de la rampe	118
Chapitre V : Vérifications des conditions du RPA	
Figure V.1 : Déplacement maximal dans le sens (xx).	148
Figure V.2 : Déplacement maximal dans le sens (yy).	149
Chapitre VI : Ferrailage des éléments :	
Figure VI.1.1 : Zone nodale	160
Figure VI.1.2: Ferrailage Poteau 50x50	165
Figure VI.1.3 : Ferrailage Poteau 45x45	165

Figure VI.1.4 : Ferrailage Poteau 40x40	166
Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.	168
Figure VI.2.2: Ferrailage en travée d'une poutre principale.	175
Figure VI.2.3: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.	175
Figure VI.2.4 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.	176
Figure VI.2.5 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.	176
Figure VI.3.1:Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)	178
Figure VI.3.2:Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)	178
Figure VI.3.3:Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).	178
Figure VI.3.4:Disposition des armatures verticales dans les voiles	180
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
Figure VII.1: dimensionnement d'une fondation	192
Figure VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).	213
Figure VII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).	213
Figure VII.4 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).	214
Figure VII.5 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal).	214
Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).	215
Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).	215
Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal).	216
Figure VII.9 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens transversal).	216
Chapitre VIII : Voile périphérique	
Figure VIII.1 : Schéma statique du Mur plaque	221

Liste des Tableaux

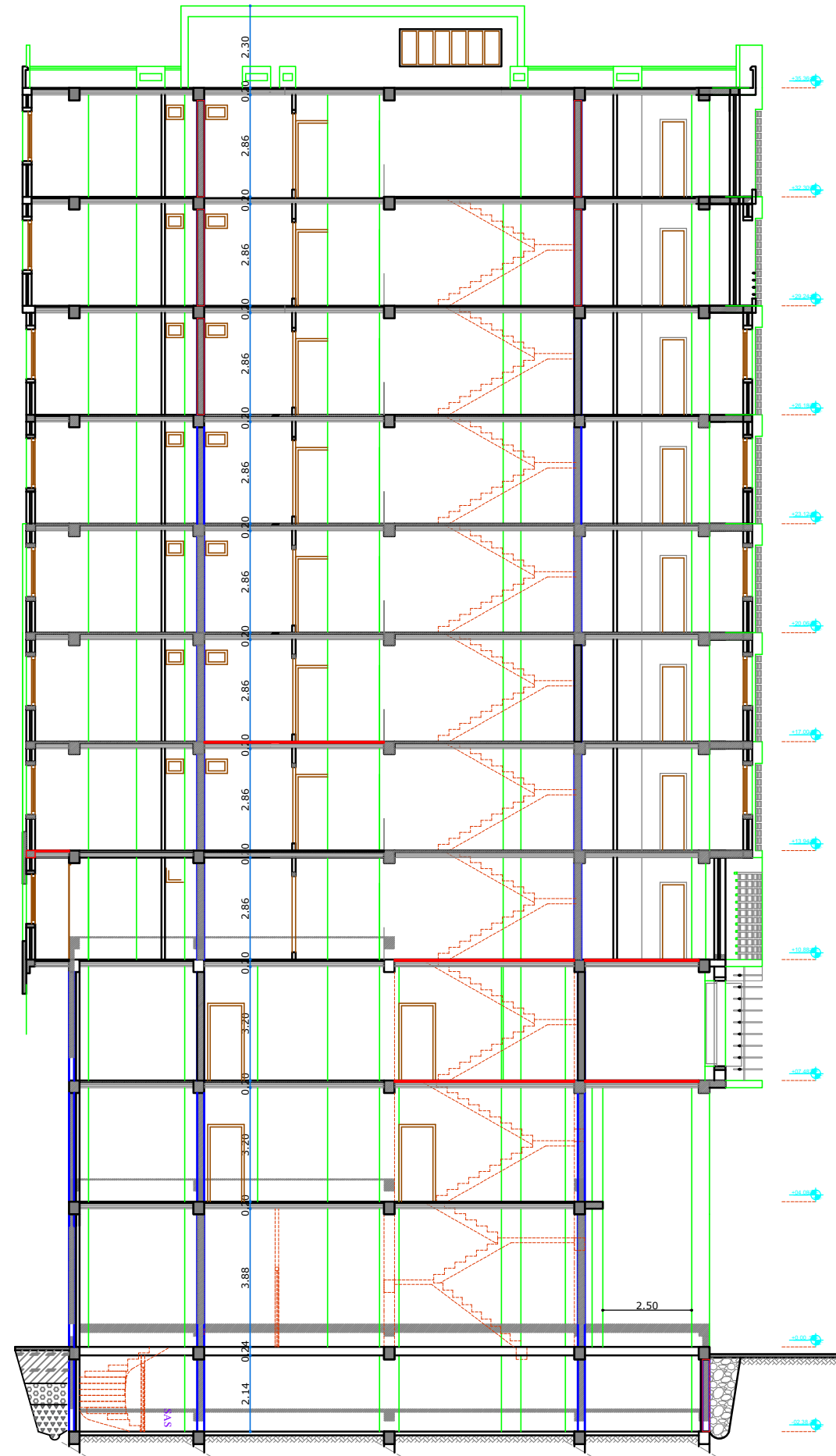
Tableau	Page
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage	
Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
Tableau II.1: Coffrage minimum des poutres	17
Tableau II .2: Charges permanentes du plancher d'étage courant	22
Tableau II.3: Charges permanentes du plancher d'étage courant.	23
Tableau II.4: Charges permanentes du plancher en dalle pleine	23
Tableau II.5: Charges permanentes des murs extérieurs.	24
Tableau II.6: Charges permanentes des murs intérieurs.	25
Tableau II.7: Charges d'exploitations	25
Tableau II.8 : Coefficients de dégression de charges	28
Tableau II.9: Pré dimensionnement des poteaux.	29
Tableau II.10 : vérification aux RPA.	30
Tableau II.11: Vérification du flambement des poteaux.	31
Chapitre III : Calcul des éléments	
Tableau III.2.1 : Calcul des moments en travées.	48
Tableau III.2.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.	49
Tableau III.2.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS	56
Tableau III.3.1 : charges permanentes de la volée	64
Tableau III.3.2 : charges permanentes du palier.	64
Chapitre V : Vérifications des conditions du RPA	
Tableau V.1 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les Portiques.	141
Tableau V.2 : Les charges horizontales reprises par les voiles et par les Portiques.	141
Tableau V.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.	146
Tableau V.4: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.	147
Tableau V.5: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.	148
Tableau V.6 : vérification de l'excentricité suivant x-x.	149
Tableau V.7: vérification de l'excentricité suivant y-y	150
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
Tableau V.1.1 : la section minimale et maximale d'armatures.	152
Tableau VI.1.2 : ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).	156
Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).	156
Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodal	160
Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.	161
Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS (sens x-x).	163
Tableau VI.1.7 : vérifications à l'ELS (sens y-y).	163
Tableau V.1.8 : vérifications Condition de non fragilité (sens x-x).	164
Tableau V.1.9 : vérifications Condition de non fragilité (sens y-	164

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.	167
Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales	169
Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires	169
Tableau VI.2.4 : Espacement des armatures transversales	173
Tableau VI.2.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les Poutres Principales.	174
Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les Poutres secondaires	174
Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté pour $L = 3.10m$	182
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).	193
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).	193
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.	194
Tableau VII.4 : Surface du radier.	198
Tableau VII.5 : Sollicitation à la base du radier.	199
Tableau VII.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.	200
Tableau VII.7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).	200
Tableau VII.8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).	201
Tableau VII.9 : Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.	203
Tableau VII.10 : Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.	204
Tableau VII.11 : Ferrailage de la dalle du radier (X-X).	205
Tableau VII.12 : Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y).	206
Tableau VII.13 : Vérification de l'espacement	206
Tableau VII.14 : Vérification de la contrainte tangentielle	207
Tableau VII.15 : Vérification à l'ELS :	208
Tableau VII.16 : Sollicitation de calcul	208
Tableau VII.17 : ferrailage de débord.	208
Tableau VII.18 : Vérification des contraintes dans les aciers.	209
Tableau VII.19 : Vérification des contraintes dans le béton	209
Tableau VII.20 : Répartitions simplifiée des chargements	210
Tableau VII.21 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	211
Tableau VII.22 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).	212
Tableau VII.23 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)	217
Tableau VII.24 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)	217
Tableau VII.25 : Le ferrailage adopté pour la nervure	217
Tableau VII.26 : Armature transversal.	218
Tableau VII.27 : vérification de la condition de non fragilité.	218
Tableau VII.28: Vérification de la contrainte de cisaillement.	219
Tableau VII.29 : Vérification à l'ELS.	220
Tableau VII.30 : Vérification de la stabilité au renversement.	220
Chapitre VIII : Voile périphérique	
Tableau VIII.1: Ferrailage du voile périphérique.	224
Tableau VIII.2: Vérification des contraintes à ELS	225

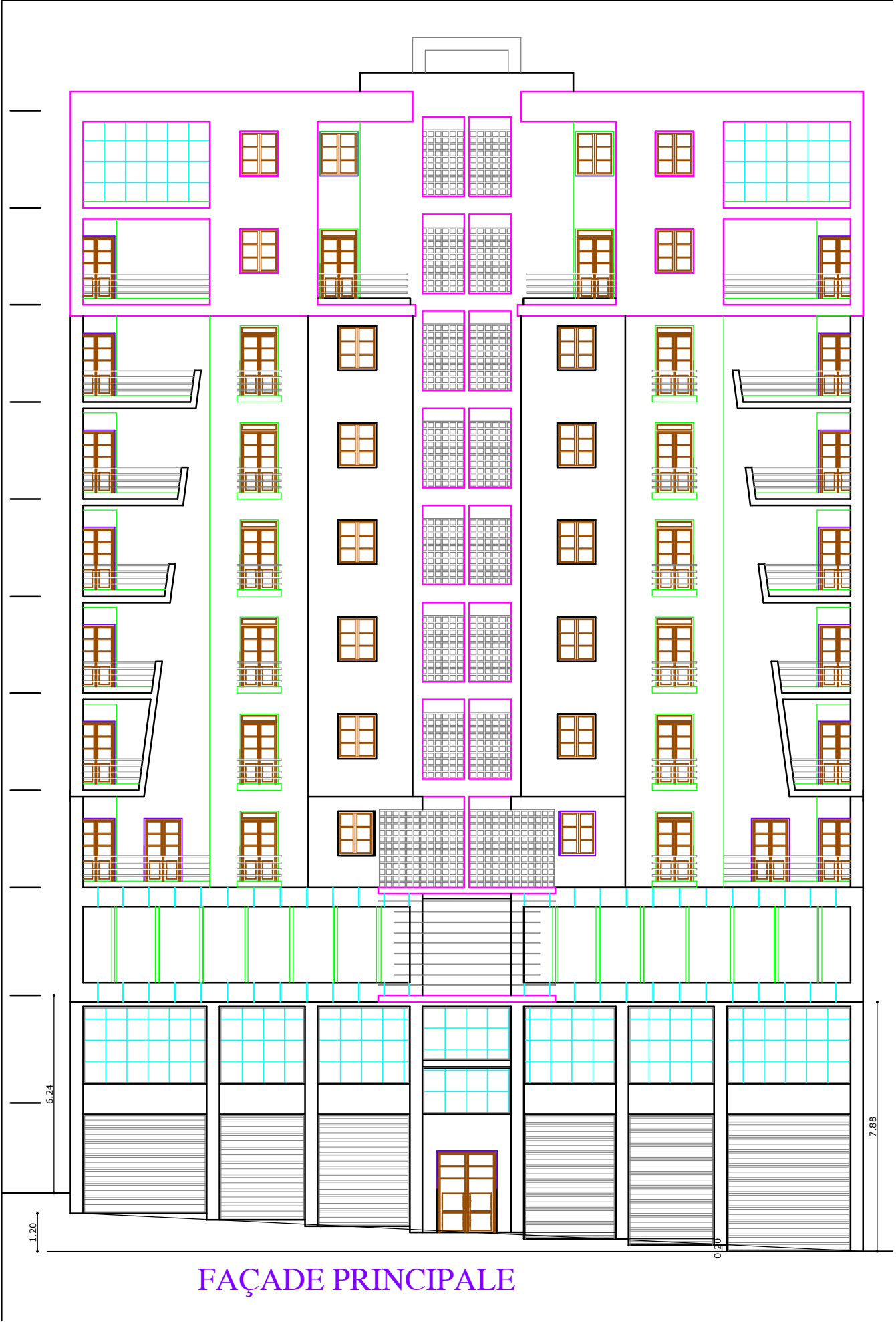
Notations et symboles:

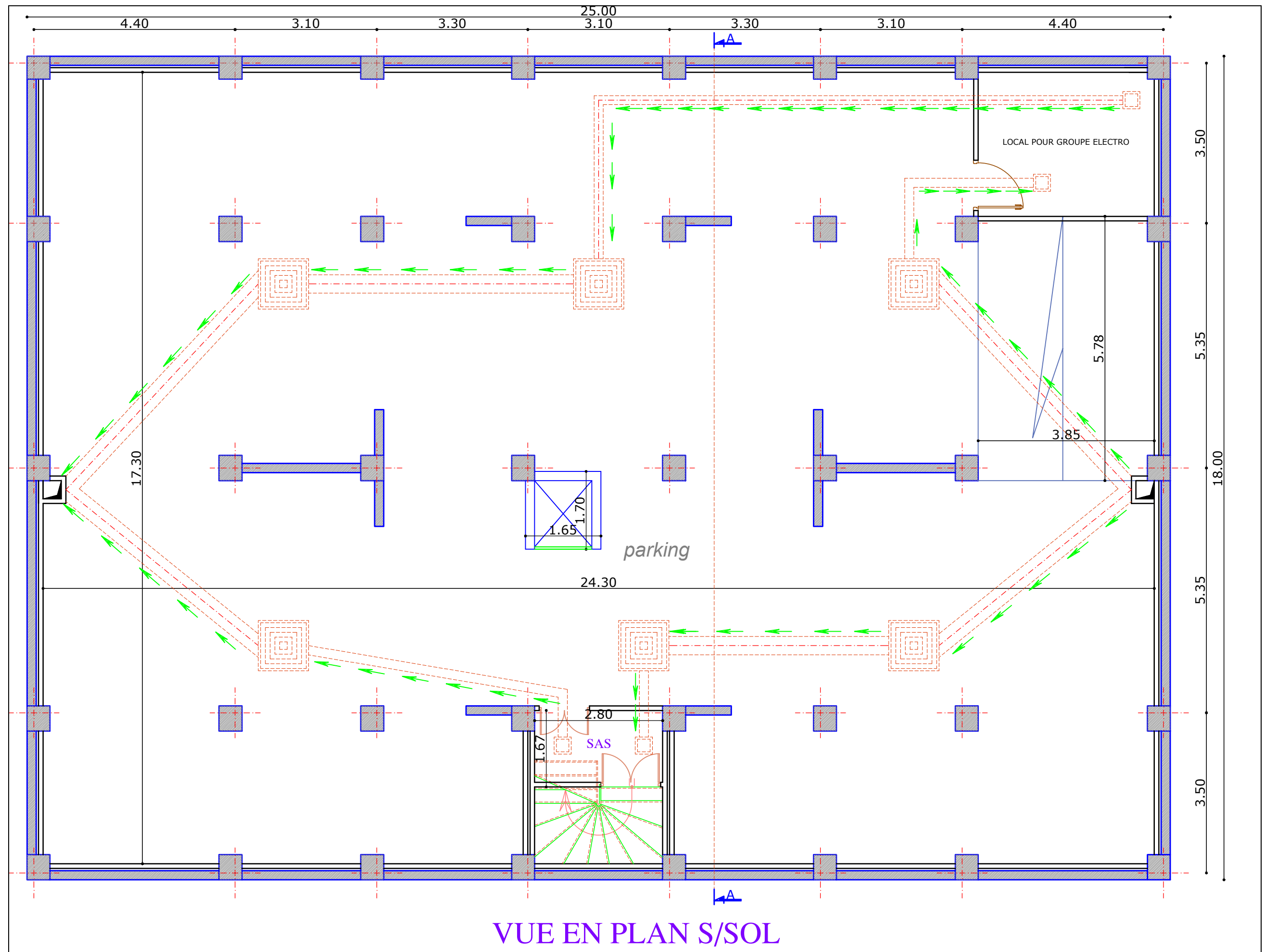
A (ou A_s ou A_l)	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton
E_s	Module de Young de l'acier
E_{ij}	Module de Young instantané a l'age de j jours
E_{vj}	Module de Young diffère à l'age de j jours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

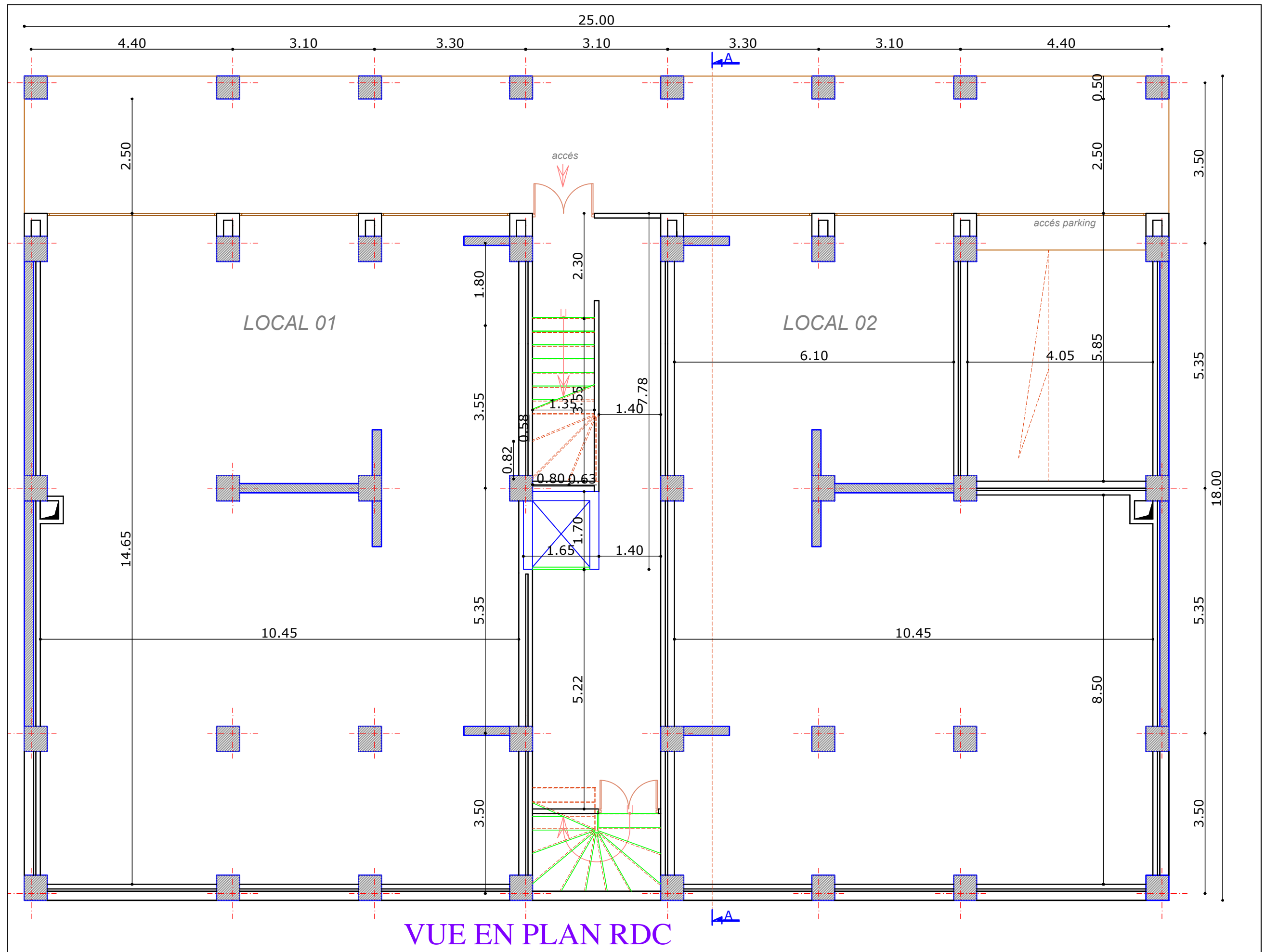
Y_I	<i>Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.</i>
Y_u	<i>Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.</i>
z (ou z_b)	<i>Bras de levier du couple de flexion.</i>
α_u	<i>Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.</i>
γ_s	<i>Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).</i>
γ_b	<i>Coefficient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

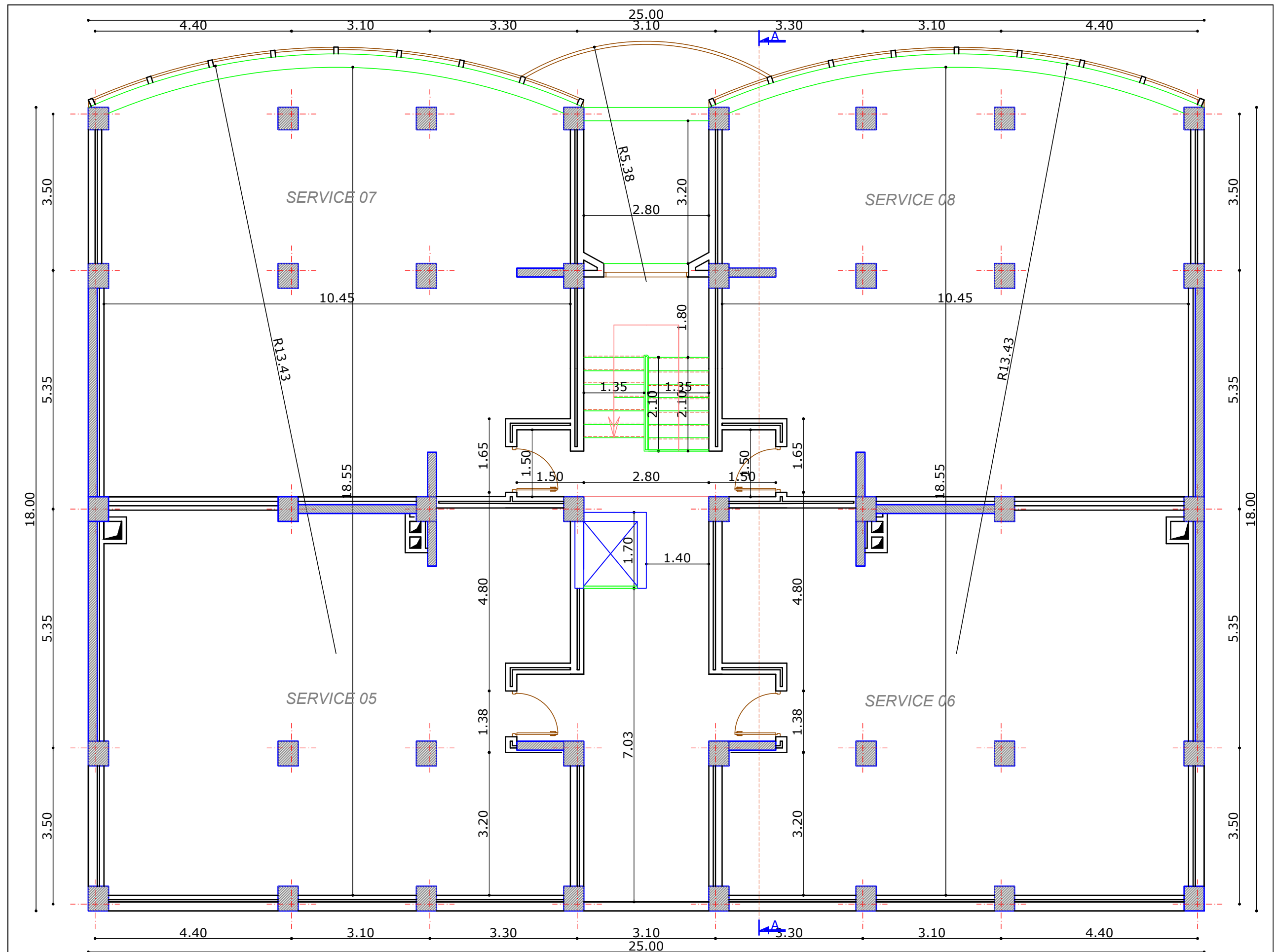


COUPE A-A

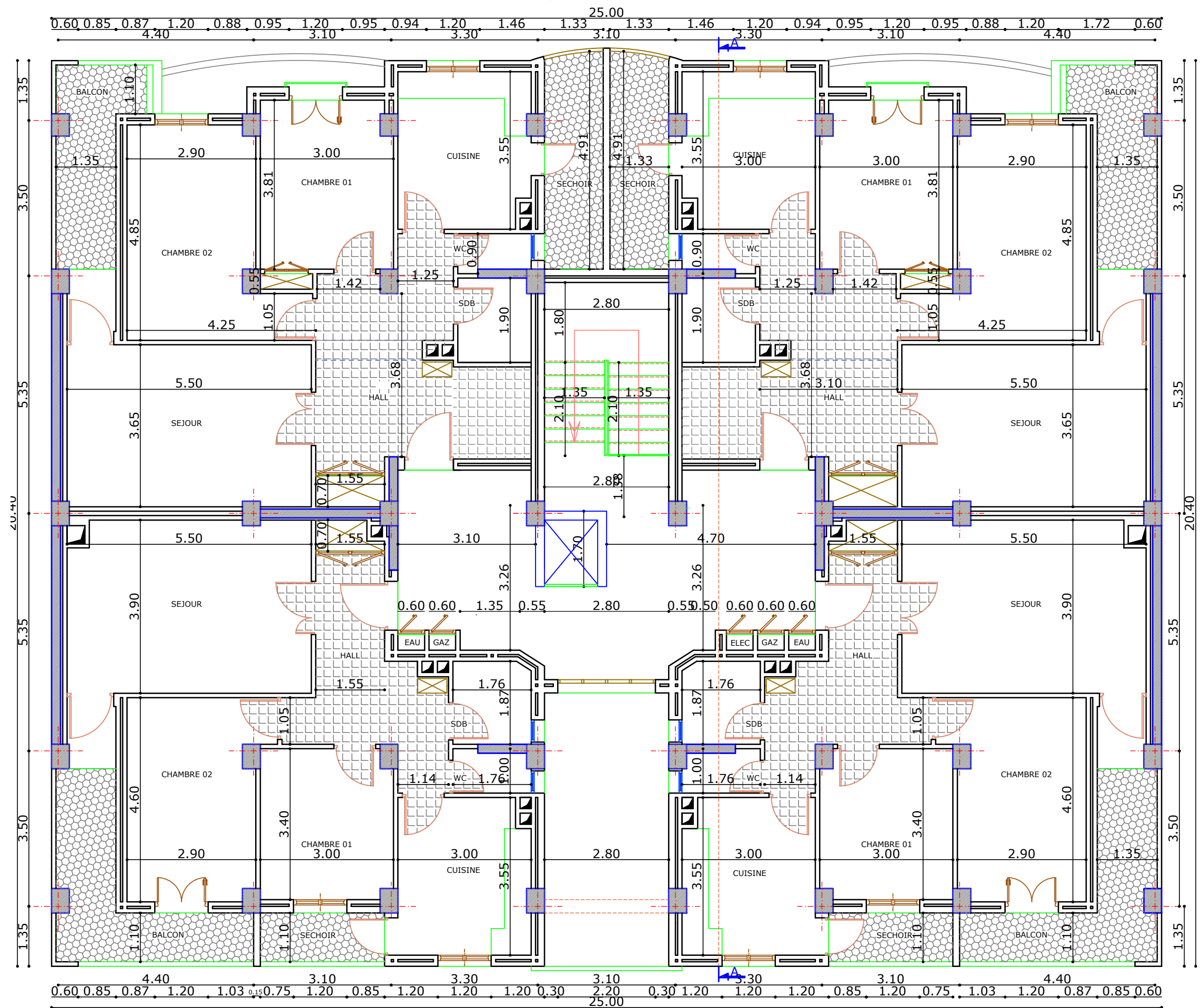




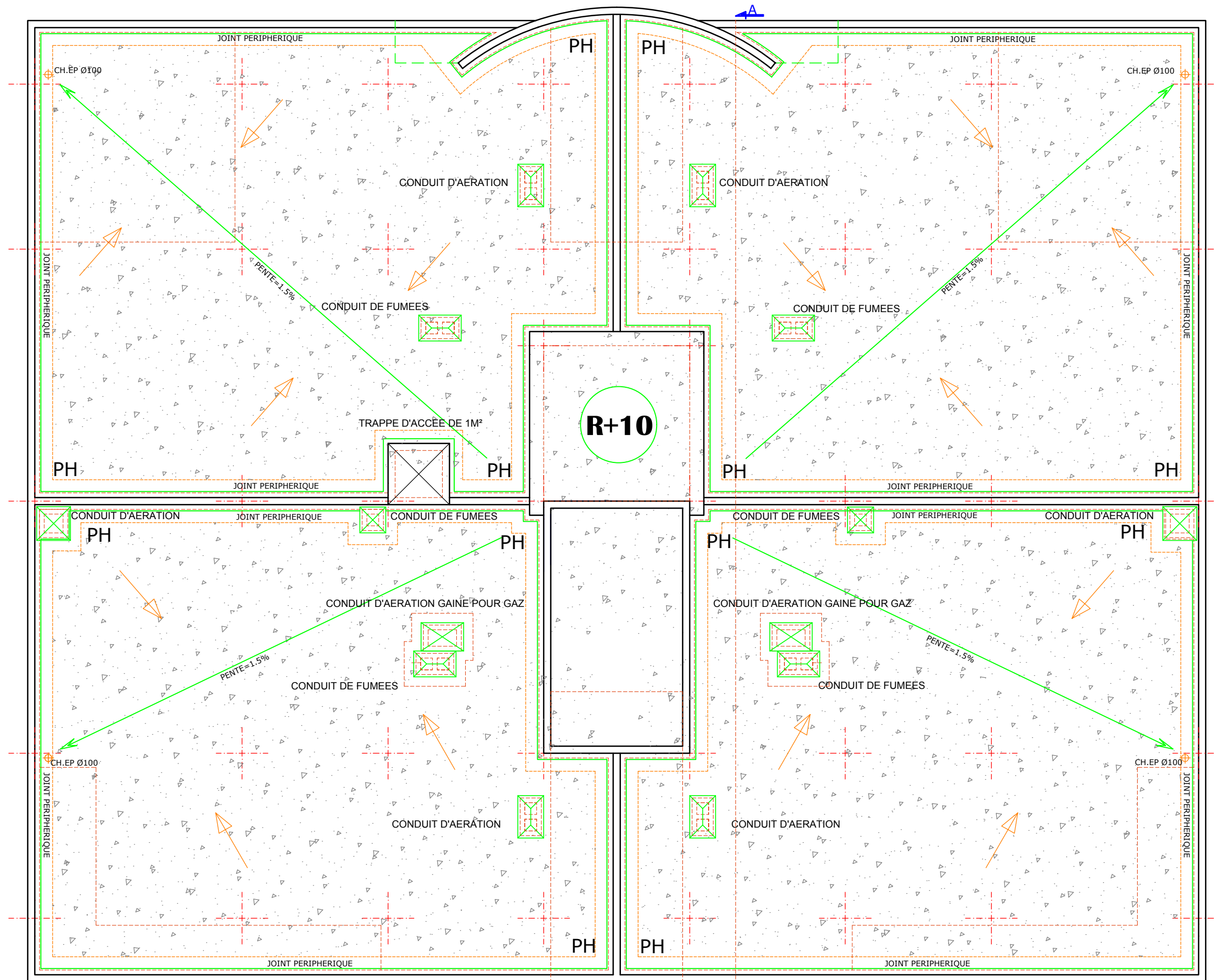




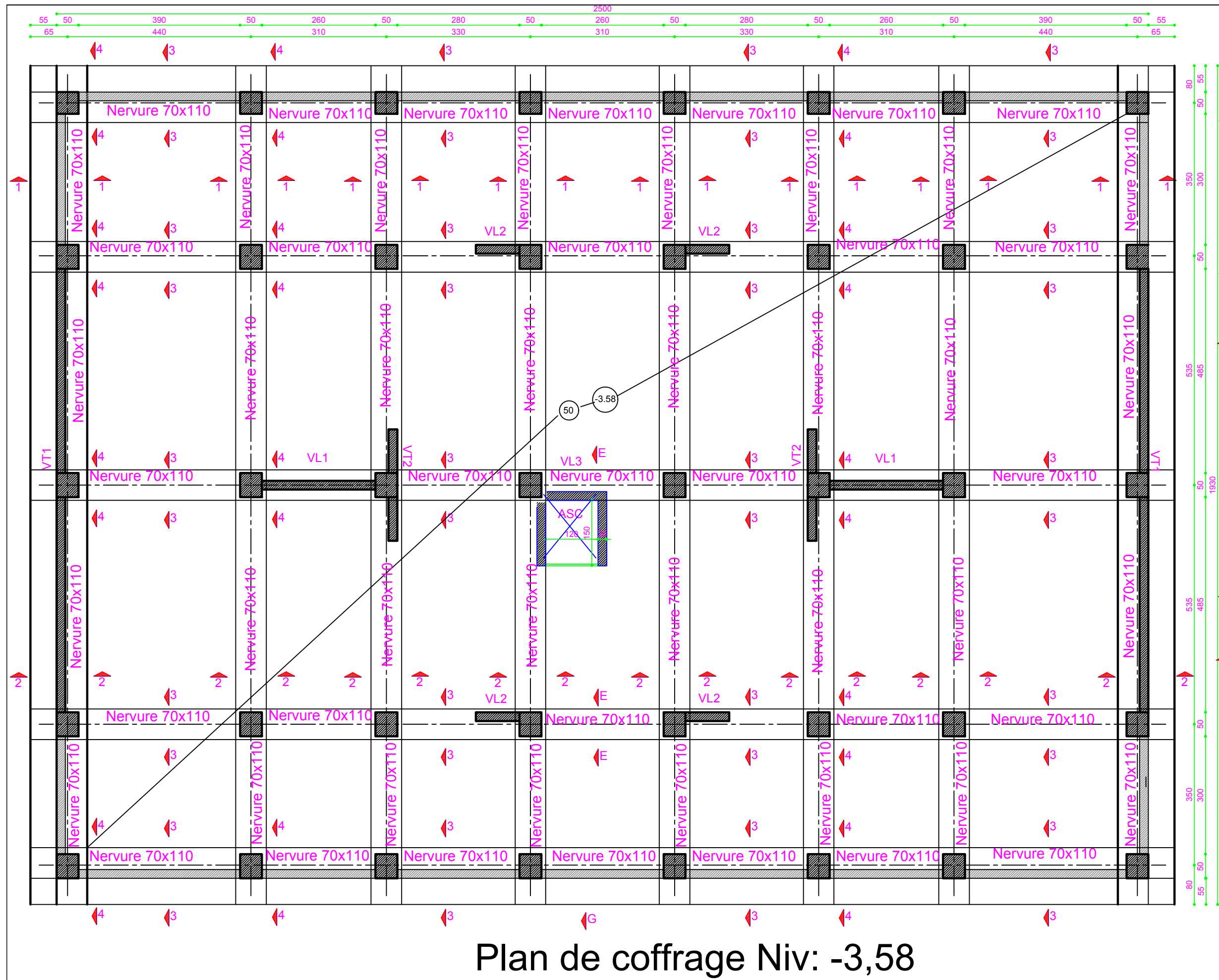
VUE EN PLAN 2^{ème} ETAGE

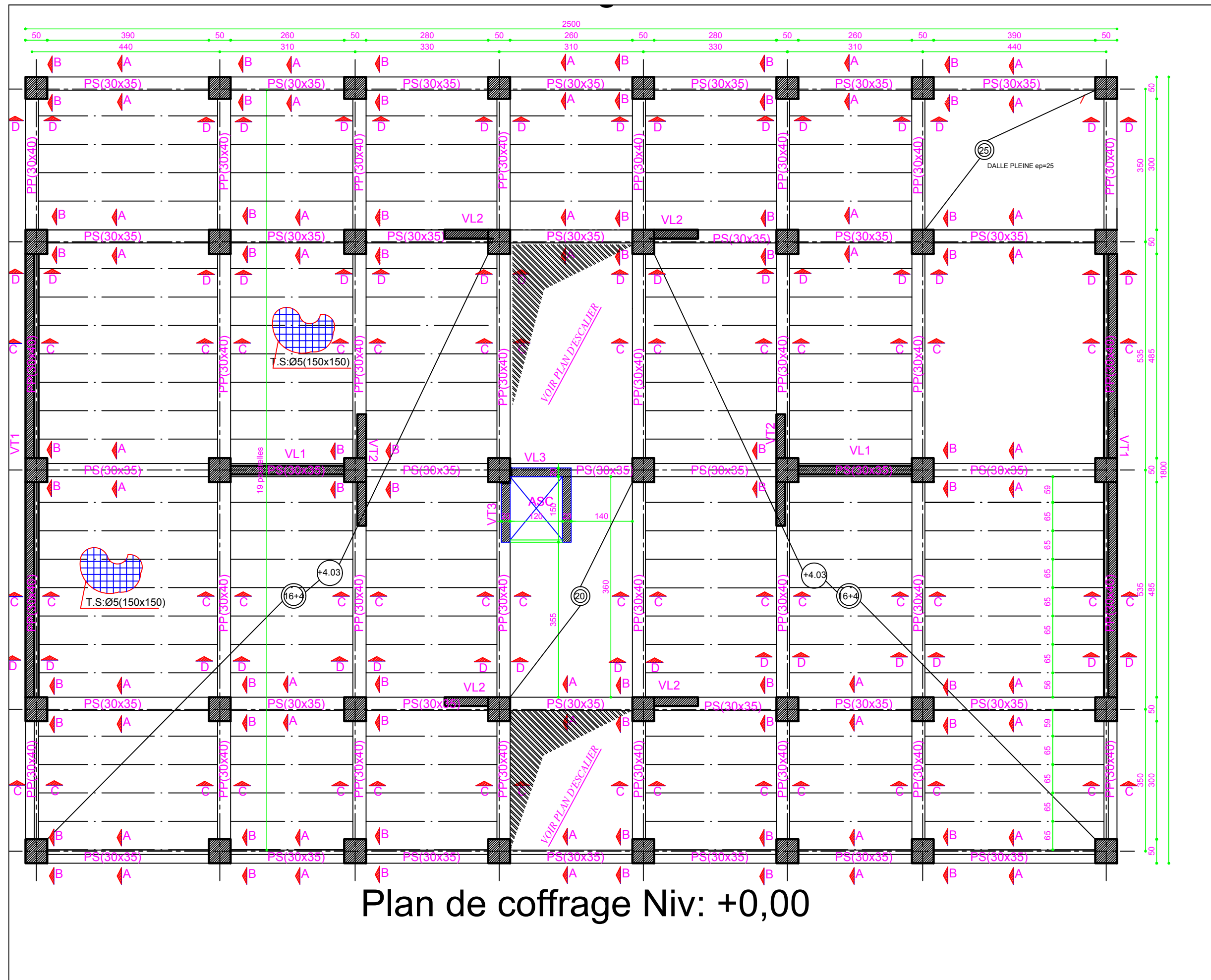


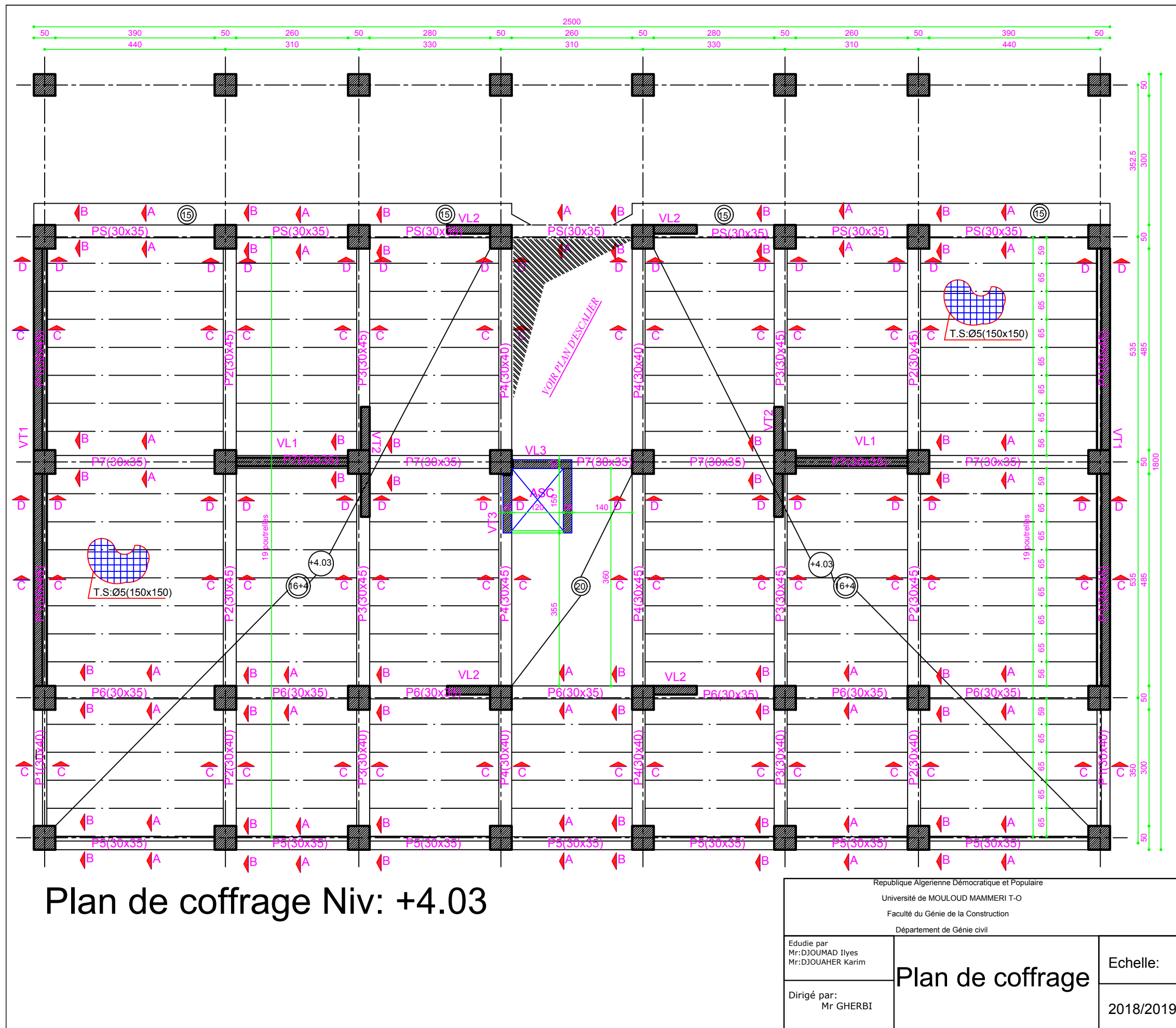
VUE EN PLAN ETAGE COURANT

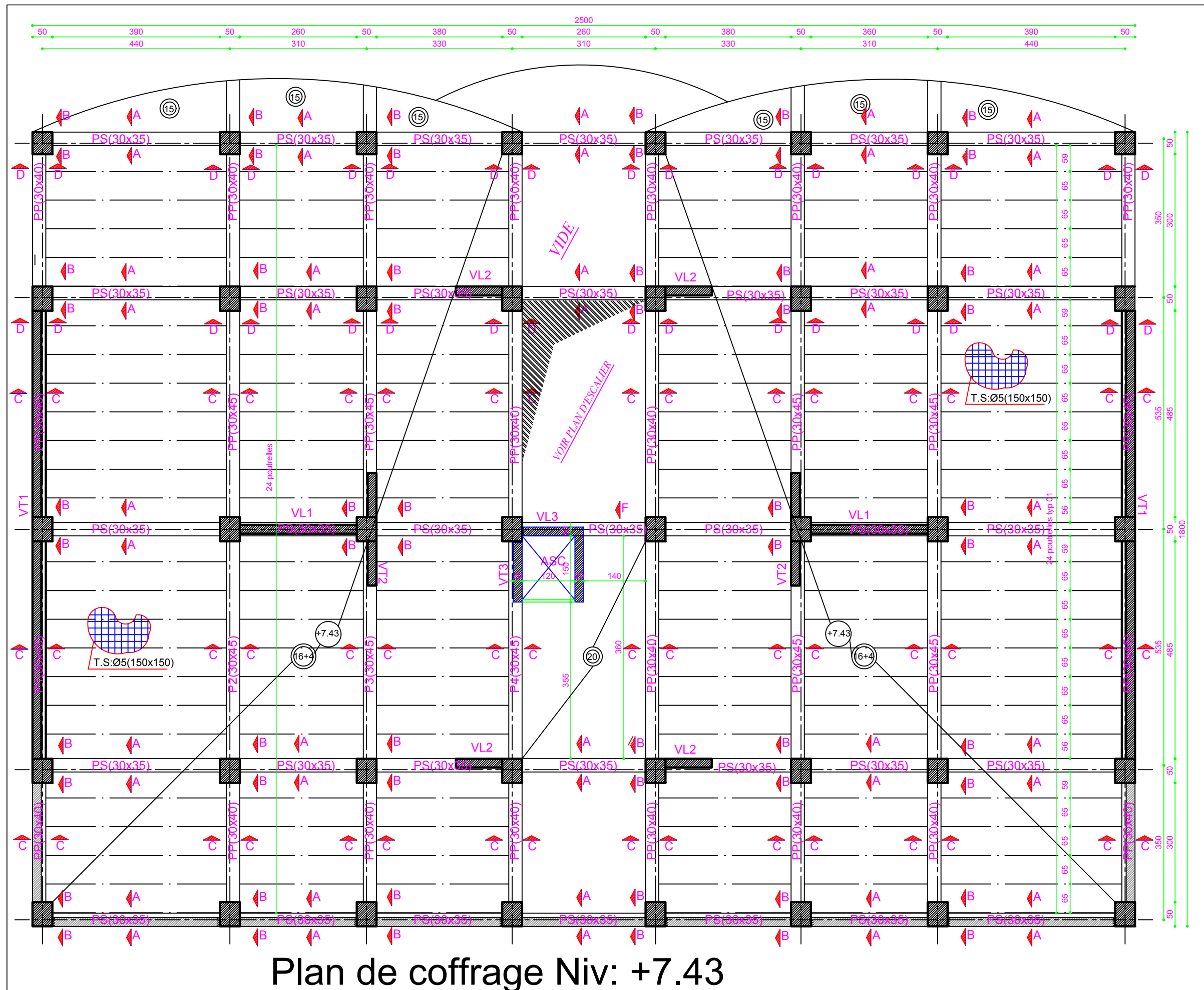


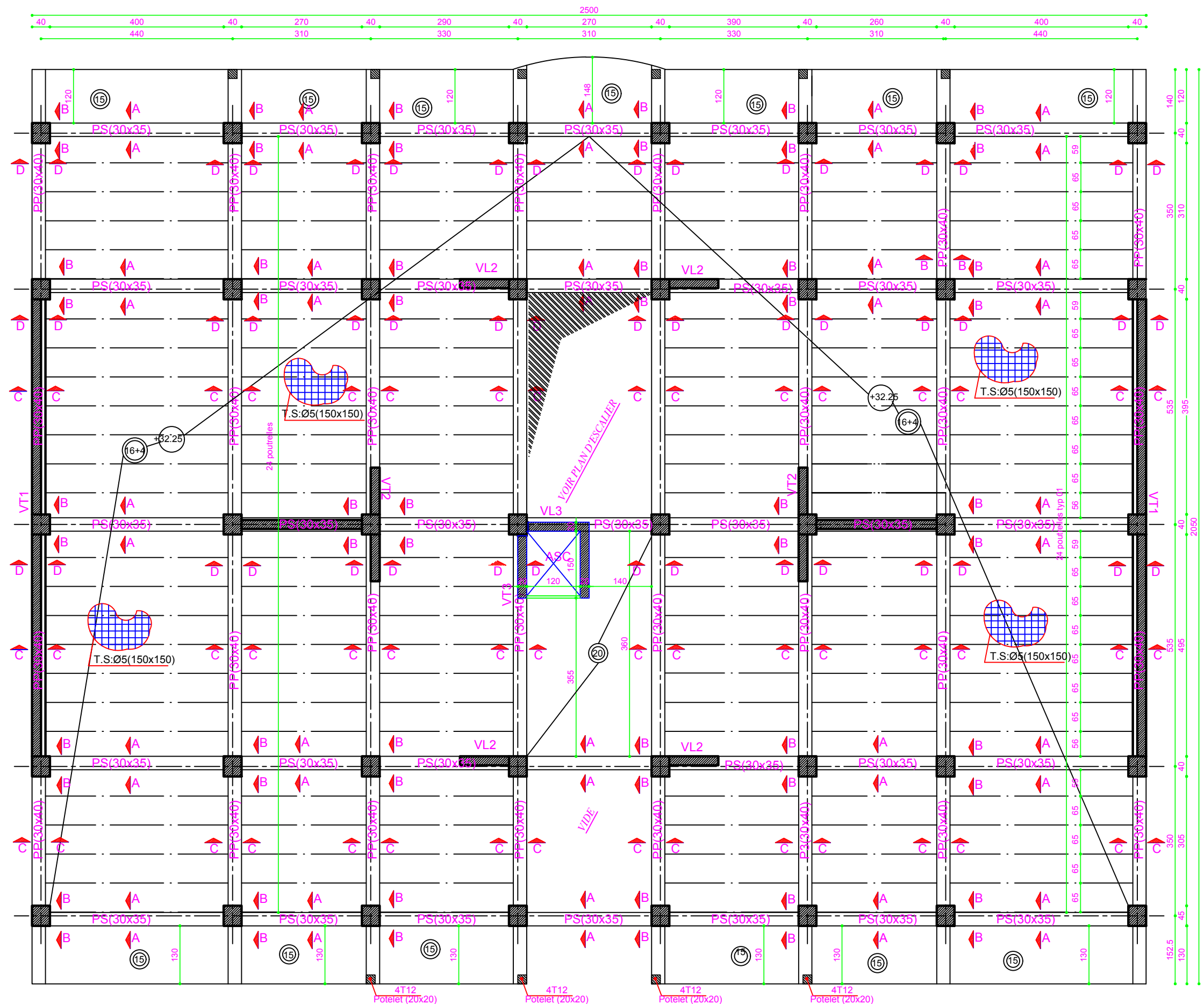
VUE EN PLAN TERRASSE



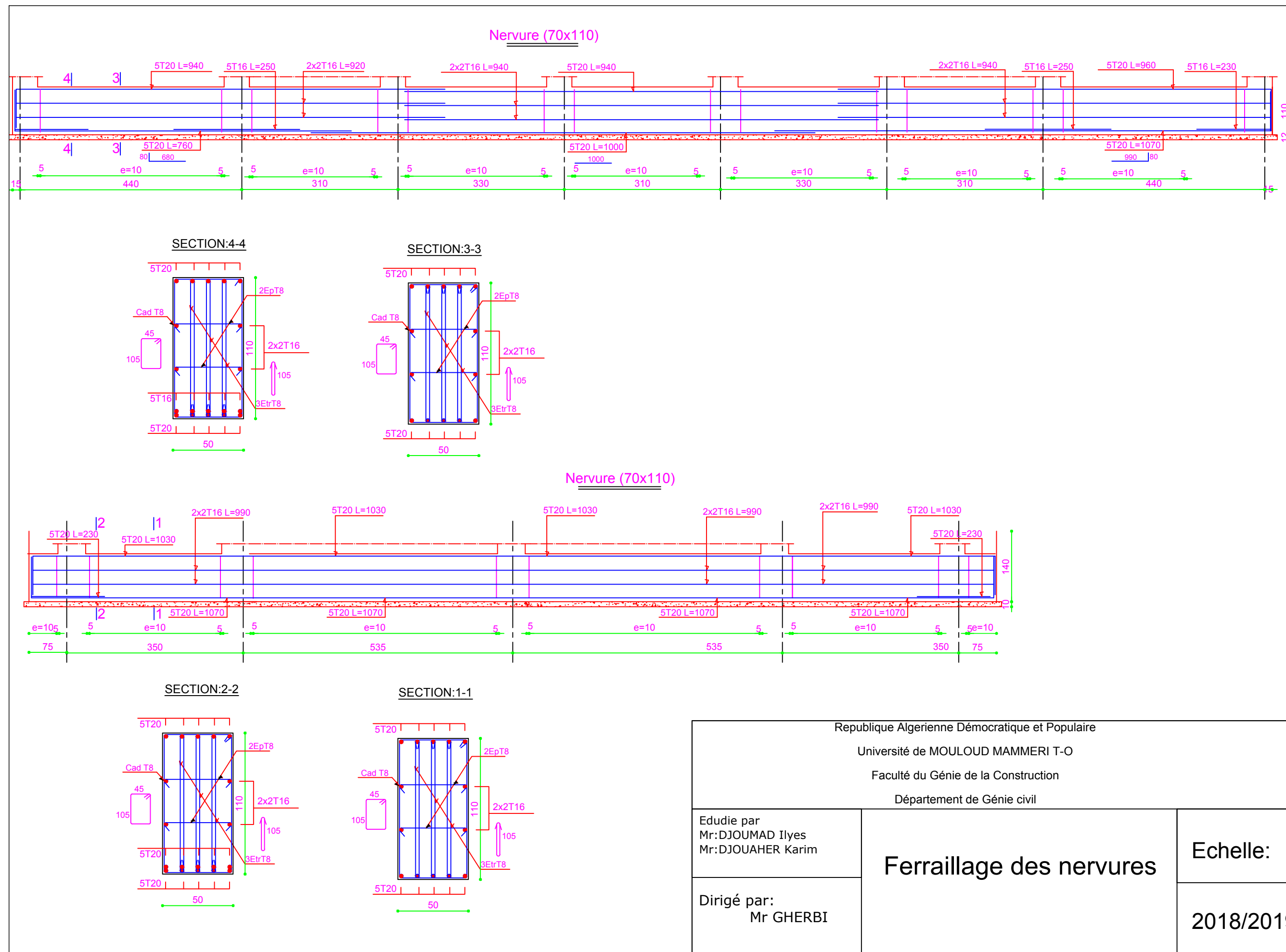


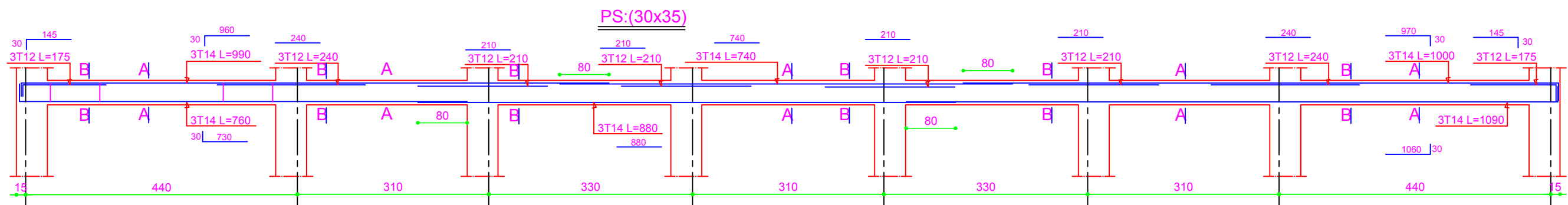




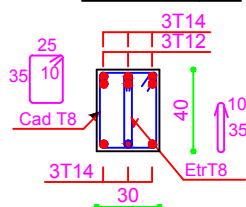


Plan de coffrage Niv: +32,25

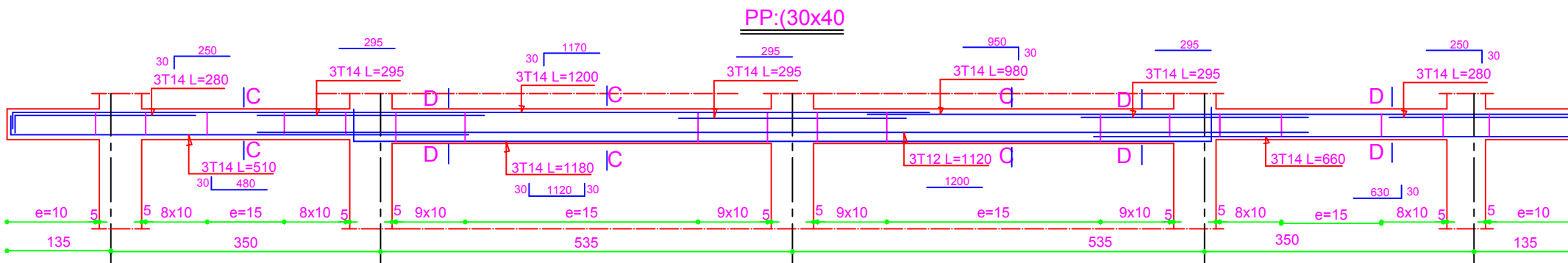
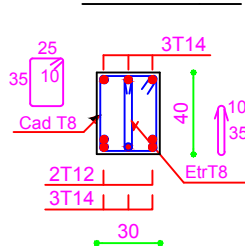




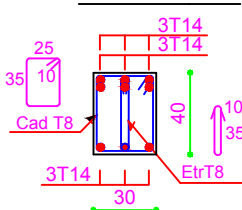
SECTION: B-B



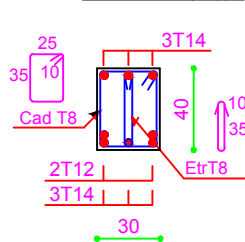
SECTION: A-A



SECTION: D-D



SECTION: C-C



Republique Algerienne Démocratique et Populaire

Université de MOULOU D MAMMERI T-O

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie civil

Edudie par
Mr:DJOUMAD Ilyes
Mr:DJOUAHER Karim

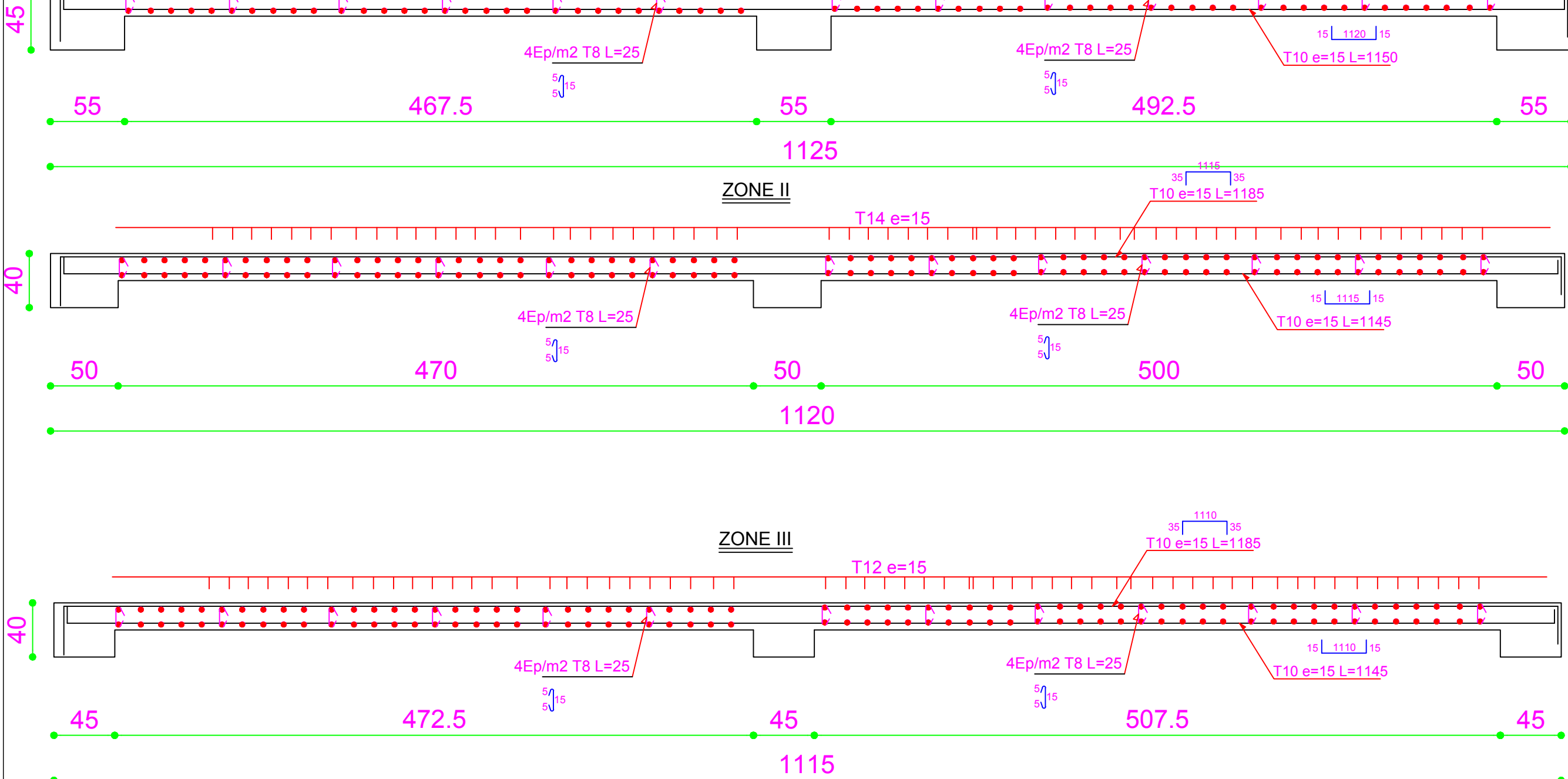
Dirigé par:
Mr GHERBI

Ferrailage des poutres

Echelle:

2018/2019

VT1



Republique Algerienne Démocratique et Populaire

Université de MOULoud MAMMERI T-O

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie civil

Edudie par
Mr:DJOUMAD Ilyes
Mr:DJOUAHER Karim

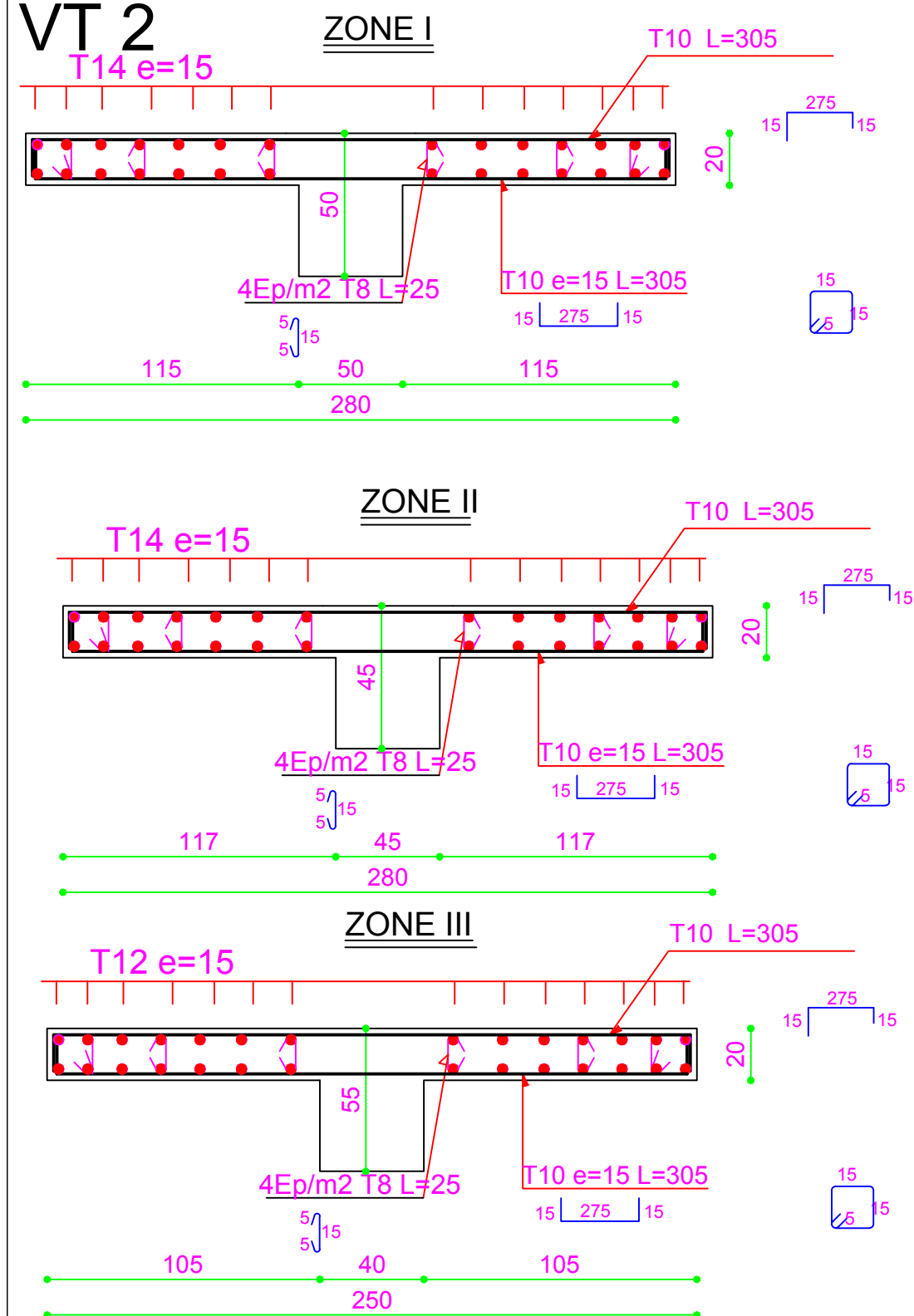
Dirigé par:
Mr GHERBI

Ferrailage des voiles

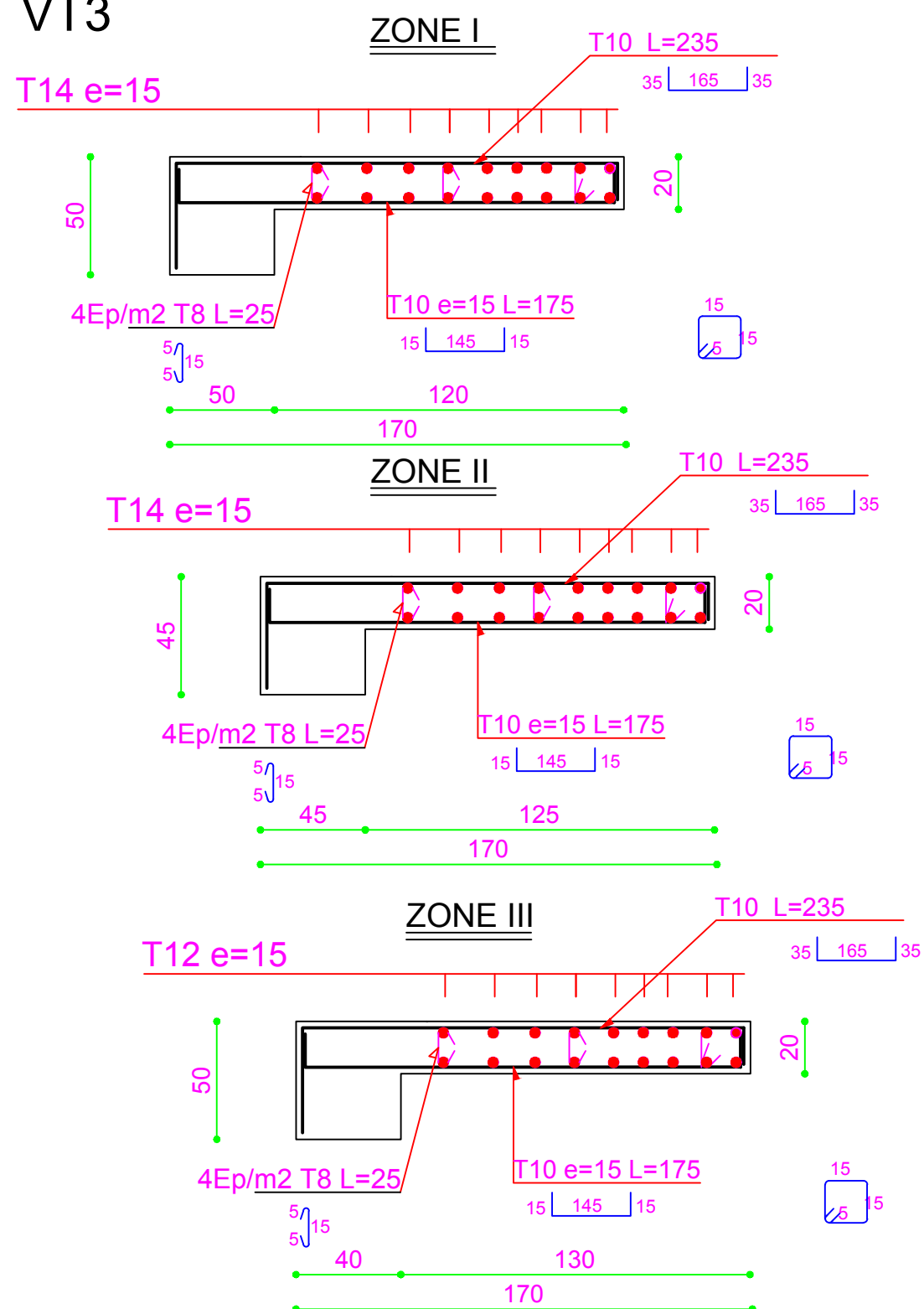
Echelle:

2018/2019

VT 2



VT3



Republique Algerienne Démocratique et Populaire

Université de MOULOUD MAMMERI T-O

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie civil

Etudie par
Mr:DJOUHAD Ilyes
Mr:DJOUHAHER Karim

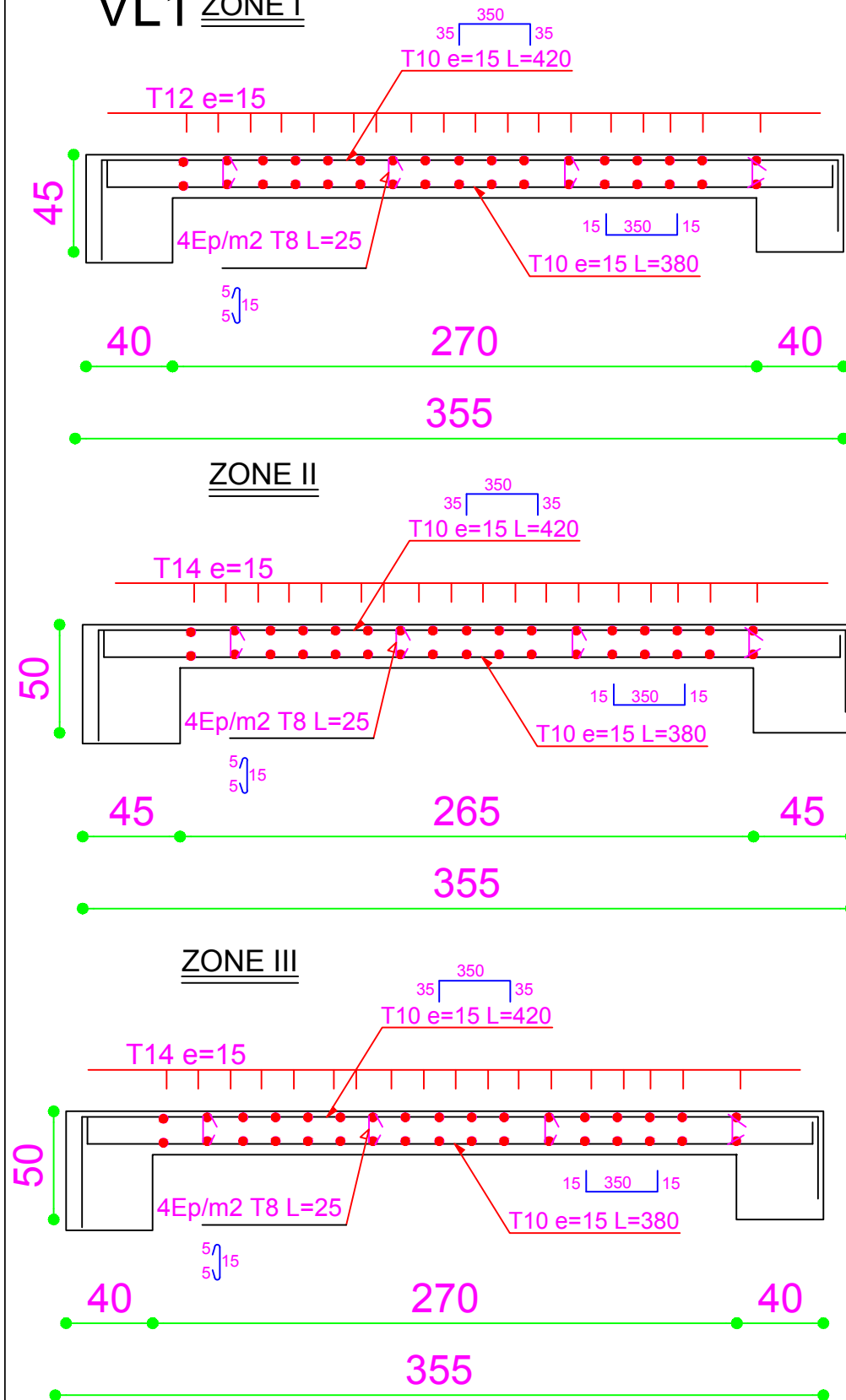
Dirigé par:
Mr GHERBI

Ferrailage des voiles

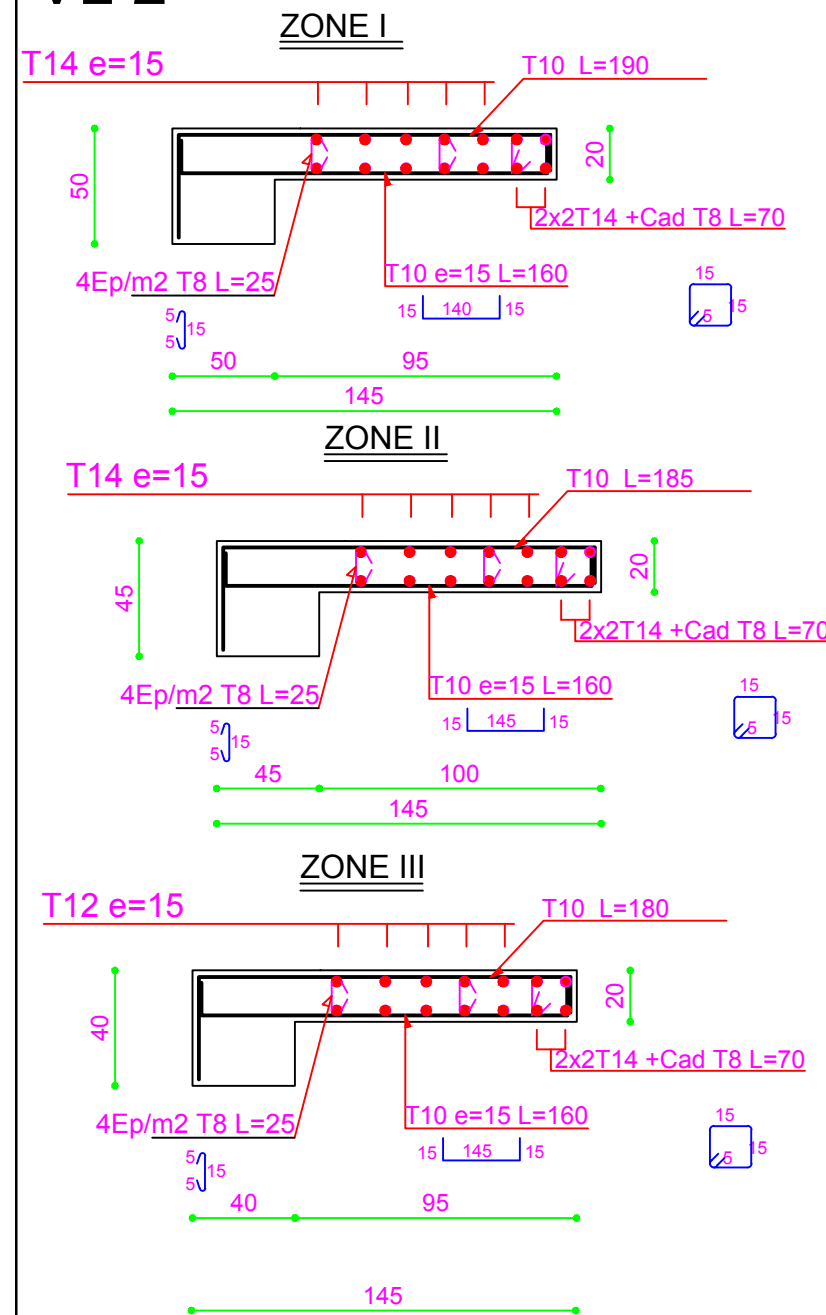
Echelle:

2018/2019

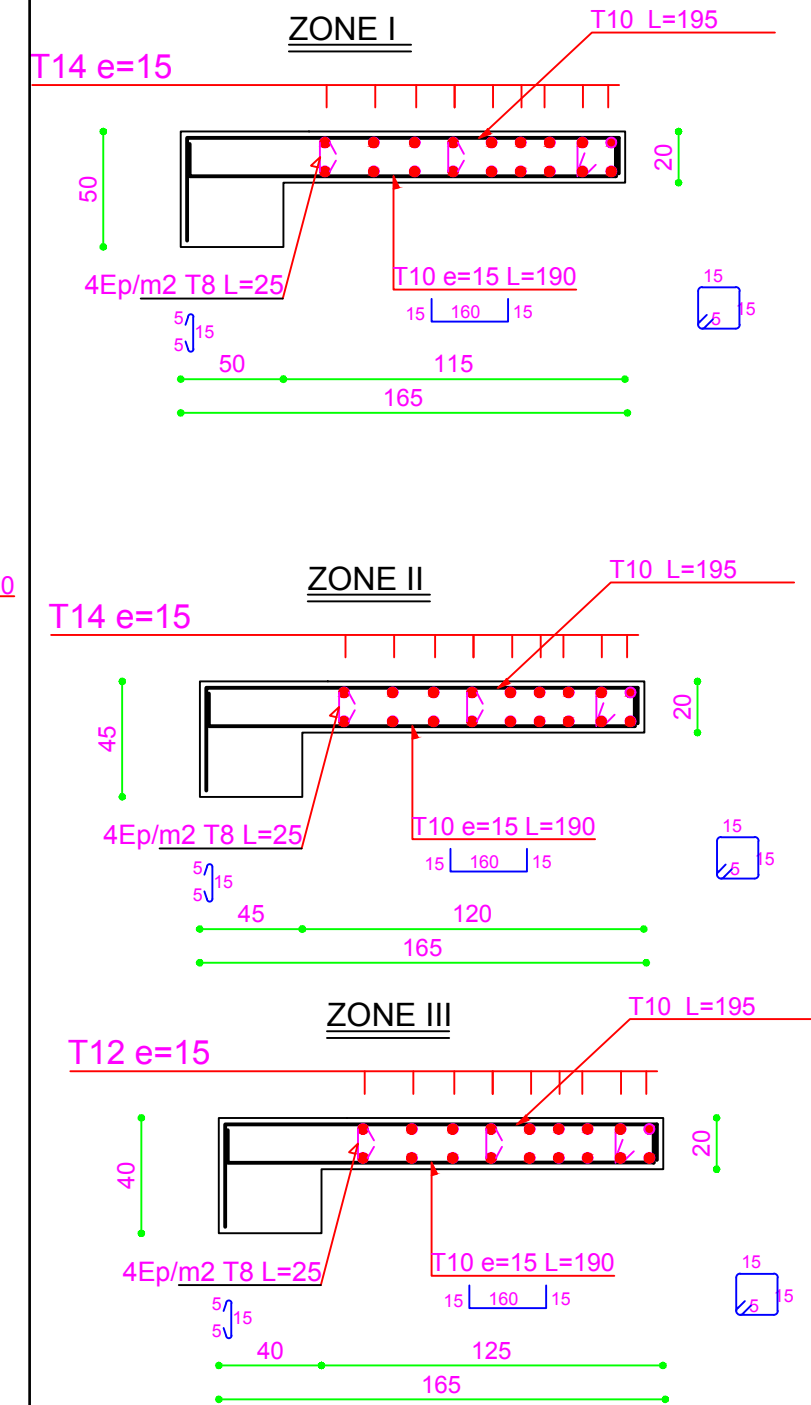
VL1 ZONE I



VL 2



VL3



Republique Algerienne Démocratique et Populaire

Université de MOULOUD MAMMERI T-O

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie civil

Etudie par
Mr:DJOUMAD Ilyes
Mr:DJOUAHER Karim

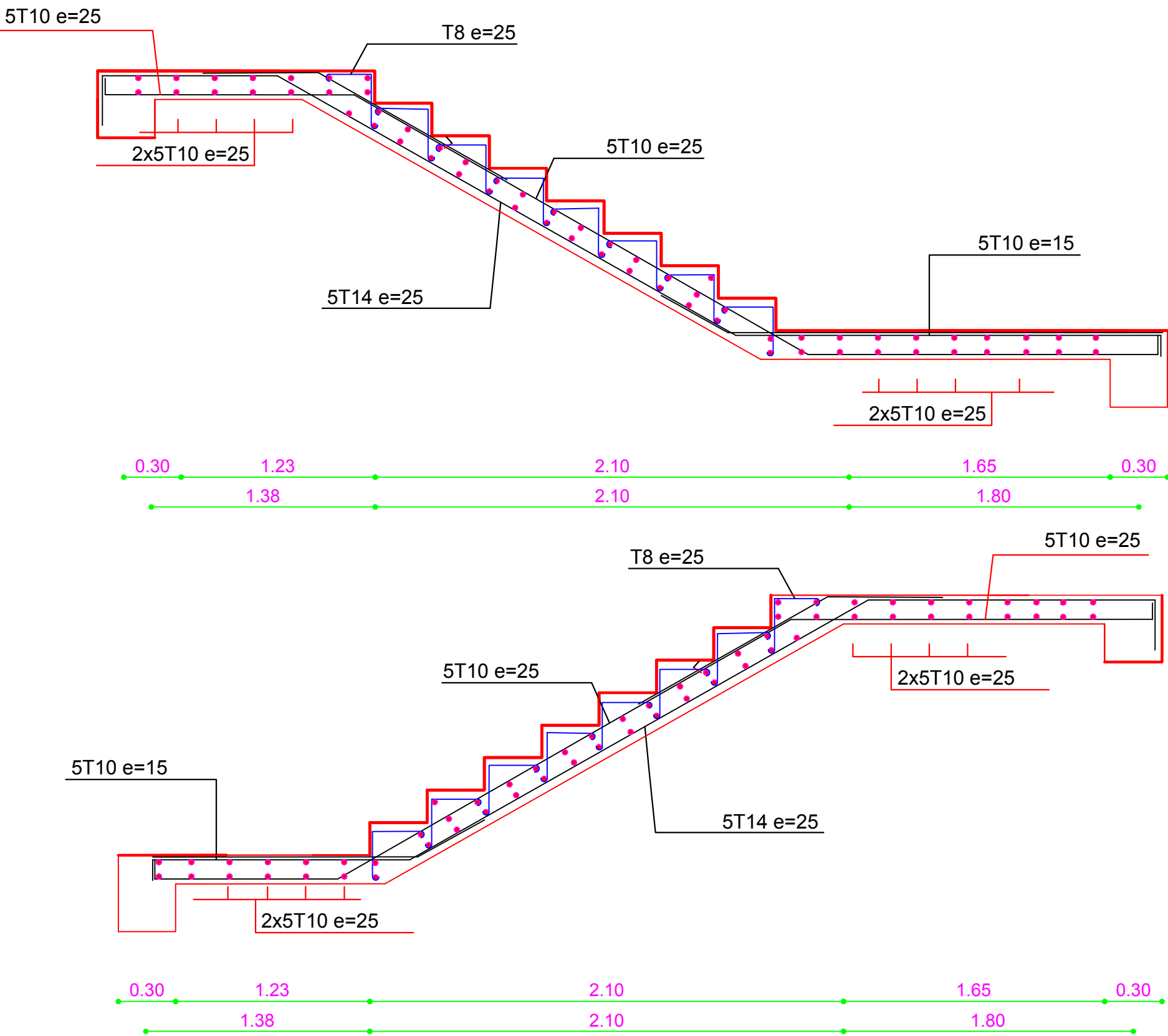
Dirigé par:
Mr GHERBI

Ferrailage des voiles

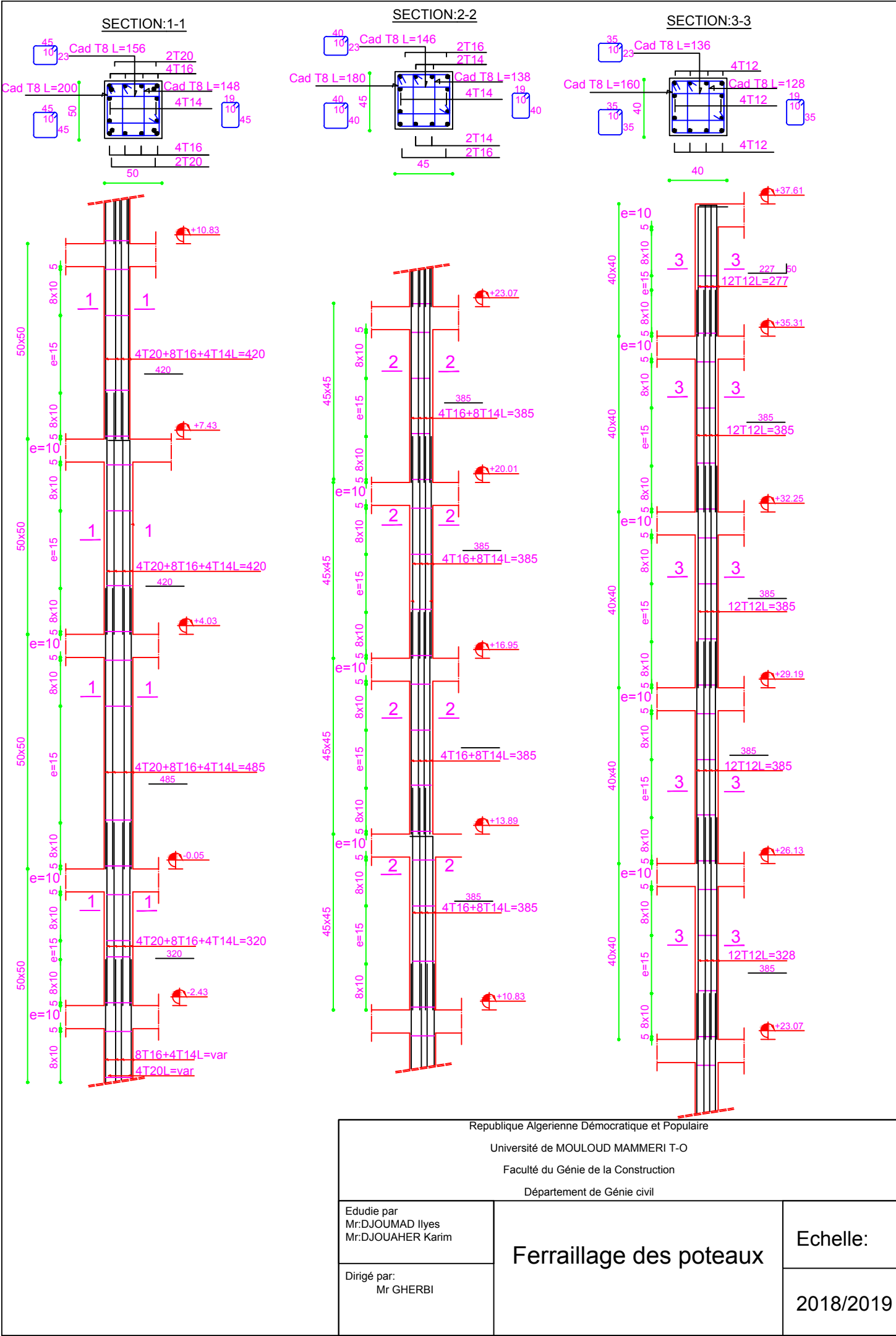
Echelle:

2018/2019

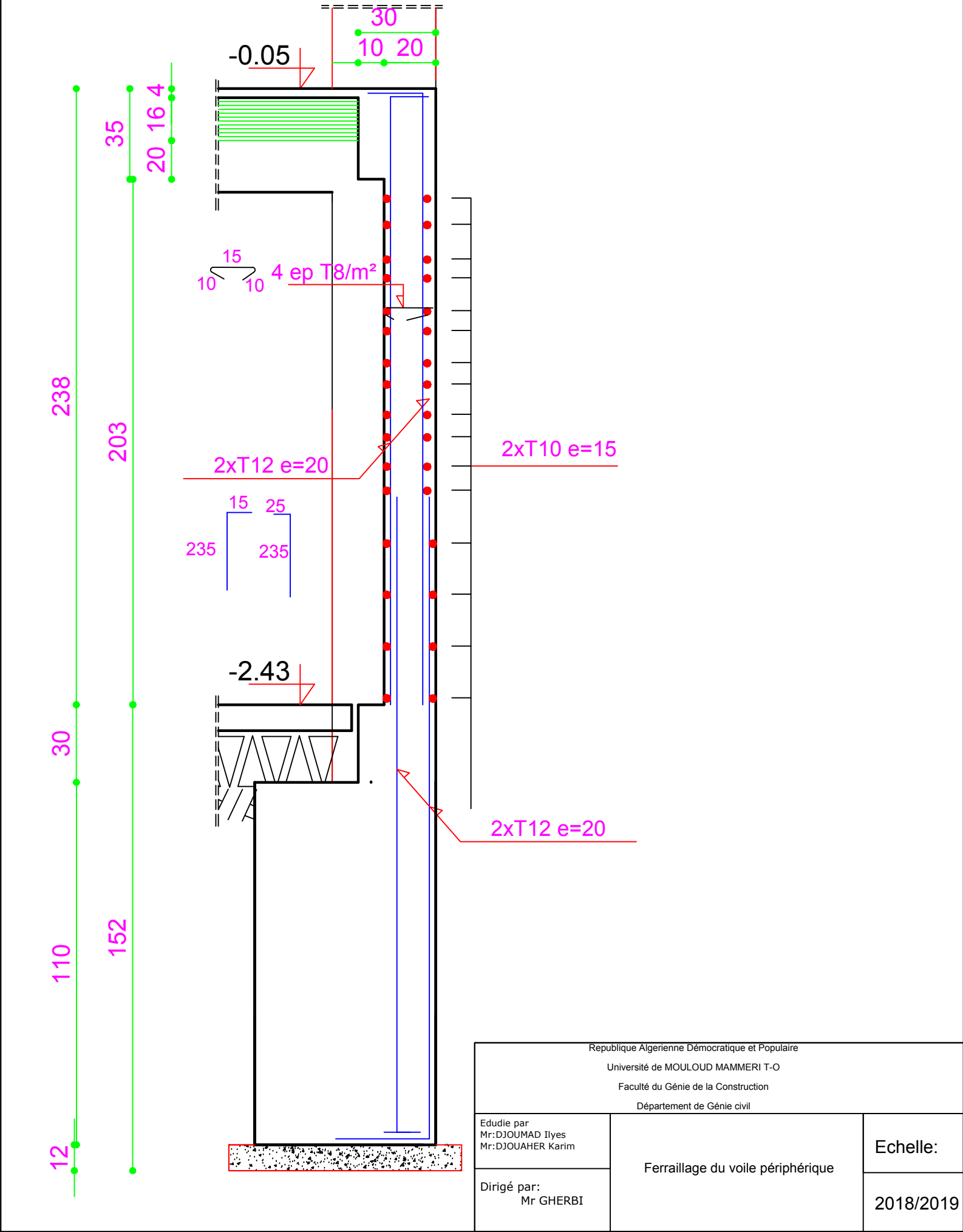
Ferrailage des escaliers



Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudie par Mr:DJOUHAD Ilyes Mr:DJOUHAHER Karim	Ferrailage des escaliers	Echelle:
Dirigé par: Mr GHERBI		2018/2019

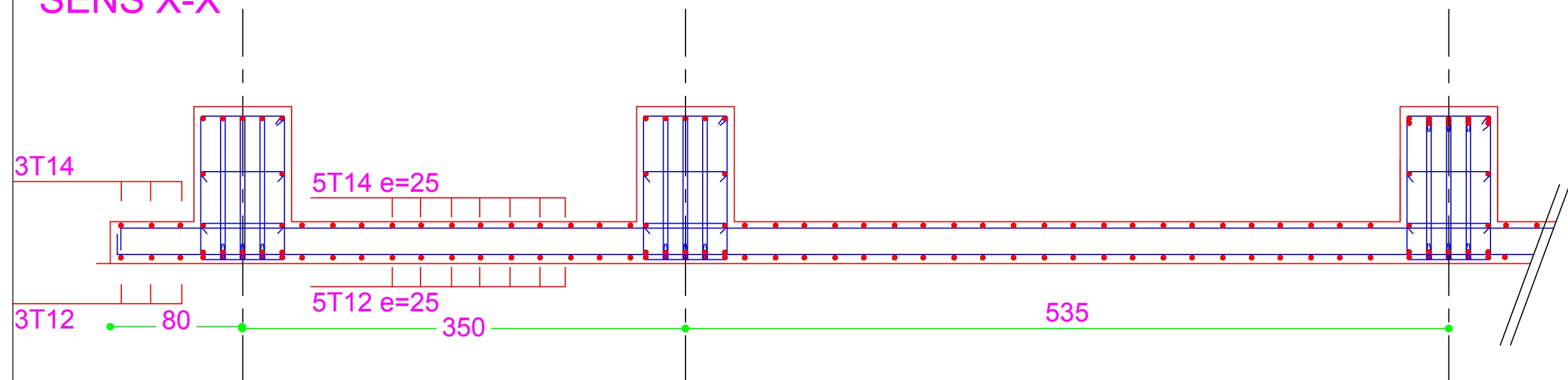


voile périphérique

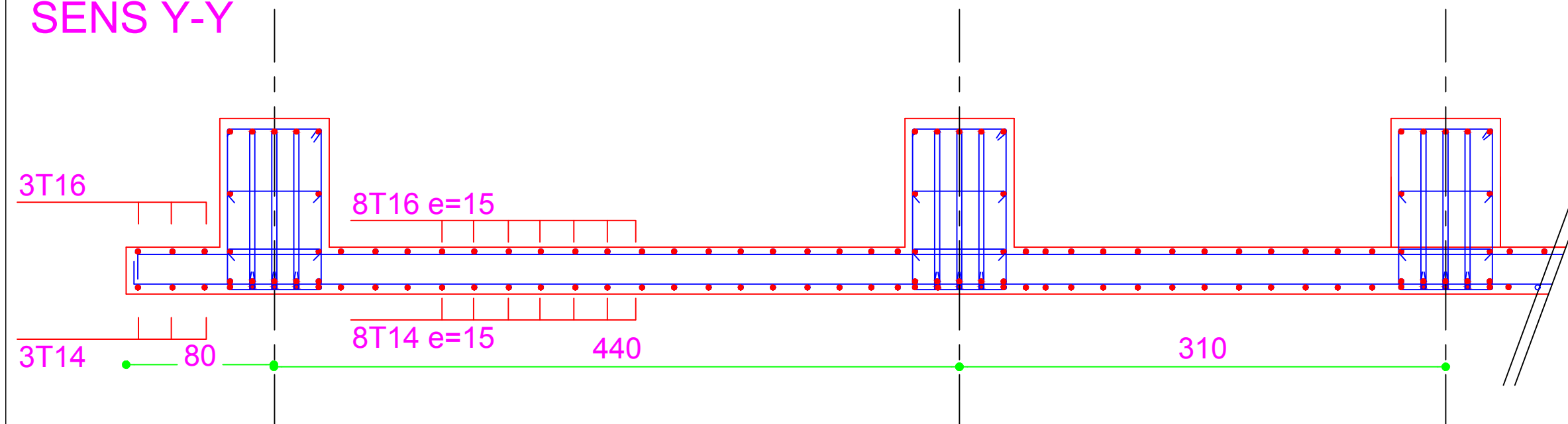


Ferrailage de la dalle du Radier

SENS X-X



SENS Y-Y



Republique Algerienne Démocratique et Populaire

Université de MOULOUD MAMMERI T-O

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie civil

Edudie par
Mr:DJOUMAD Ilyes
Mr:DJOUAHER Karim

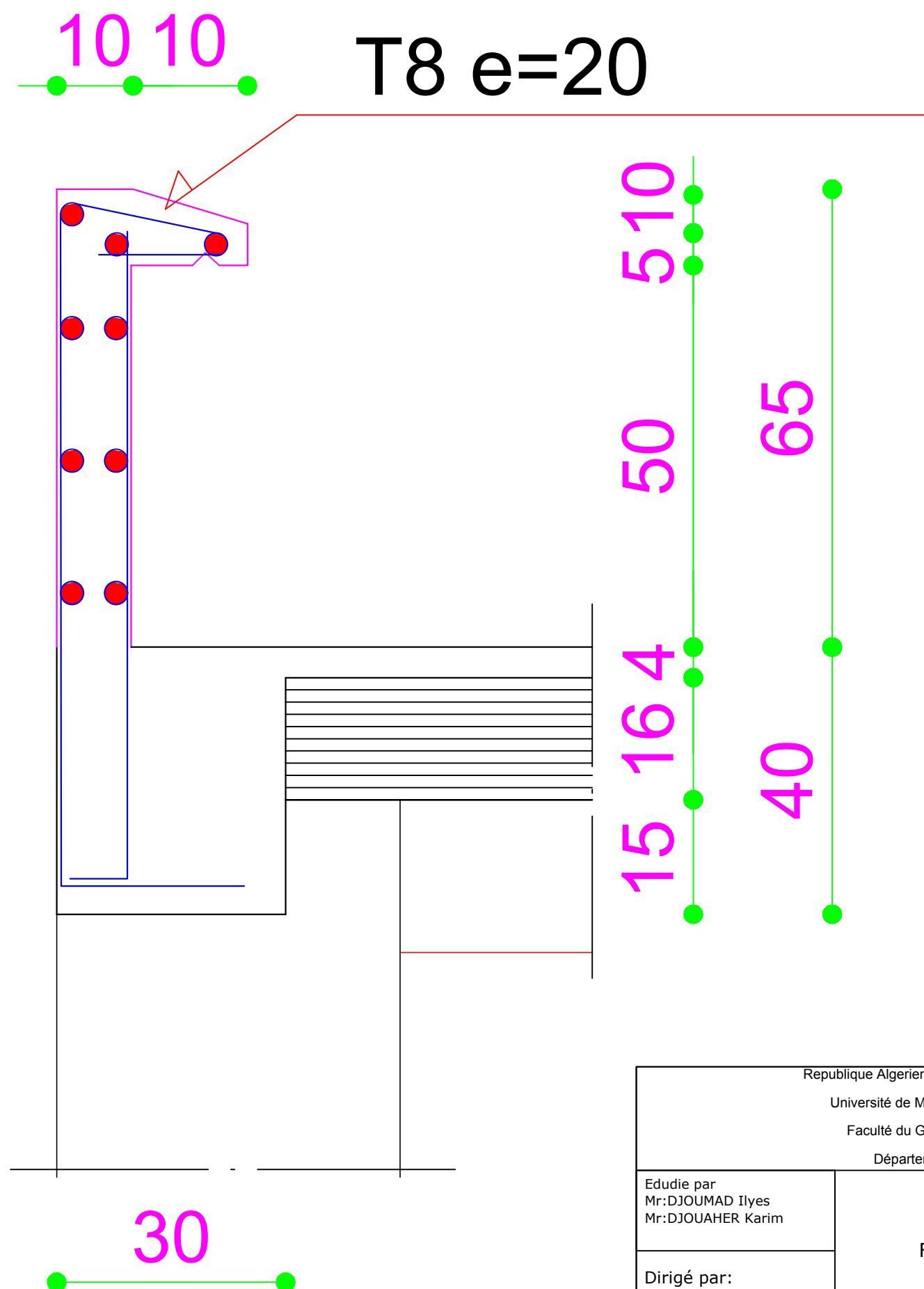
Dirigé par:
Mr GHERBI

Ferrailage de la dalle du Radier

Echelle:

2018/2019

T8 e=25



Republique Algerienne Démocratique et Populaire
Université de MOULOUD MAMMERI T-O
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie civil

Edudie par
Mr:DJOUMAD Ilyes
Mr:DJOUAHER Karim

Dirigé par:
Mr GHERBI

Ferraillage de l'acrotère

Echelle:

2018/2019



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION GENERALE

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

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (Sous-sol + Rez-de-chaussée + 10 étages) à usage d'habitation, commercial et de service , en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

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

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

I.1.Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculer de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagés pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

Dans ce premier chapitre on s'intéressera à la présentation globale de l'ouvrage par la citation des différentes caractéristiques géométriques ; les éléments qui le constituent ; les règlements utilisés et enfin les caractéristiques des matériaux employés.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (Rez-de-chaussée + 10 étages + un sous- sol) à usage d'habitation, commercial et de service. Le lieu d'implantation est la wilaya de **BOUIRA** Commune et Daïra de **BOUIRA** qui est classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).

Les calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99-version2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91- modifié99**).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armée (CBA 93).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : charge permanentes et charge d'exploitation.

I.3. L'étude géotechnique du sol:

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2:Ouvrage courant ou d'importance moyenne
- Le site est considéré comme site ferme : catégorieS2
- La Contrainte admissible du sol est de 2bars.

I.4. Caractéristiques de l'ouvrage:

a)- **Caractéristiques géométriques** : voir plans d'architecture.

Ce bâtiment est composé:

- 01 sous sol (Parking).
- 01 rez-de-chaussée à usage commercial.
- 02 étages à usage de service.
- 08 étages courants à usage d'habitation.
- 02 cages d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.
- 01terrasse inaccessible.

b)- Dimension en élévation:

Largeur du bâtiment est de : **18,00 m.**
Longueur du bâtiment est de : **25,00 m.**
Hauteur du sous-sol est de : **2,38 m.**
Hauteur du rez-de-chaussée est de : **4,08 m.**
Hauteur étage courant est : **3,06 m.**
Hauteur de l'acrotère de bâtiment est : **0,65 m.**
Hauteur totale du bâtiment est : **37,66 m.**

I.5.Eléments de la structure:**Ossature:**

L'ossature est composée de :

- Portique (poutres et poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

Planchers:

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements (charges et surchargés).

Les planchers assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique:**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression :

Qui sont portés par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis).Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie (exemple: le coffrage par des éléments en bois récupérables)
- Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (1.5%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les voiles:

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

Les escaliers:

Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier, une partie est destinée à assurer l'accès aux différents étages, Tandis que l'autre partie due pour assurer le passage vers le sous sol. Ce sont des escaliers réalisés en béton armé à deux volées coulés sur place .Elles seront constituées de palier de paillasses en béton armé. . Il est prévu également un ascenseur, vu le nombre d'étages supérieur à cinq.

Cage d'ascenseur:

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton armé coulé sur place. il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

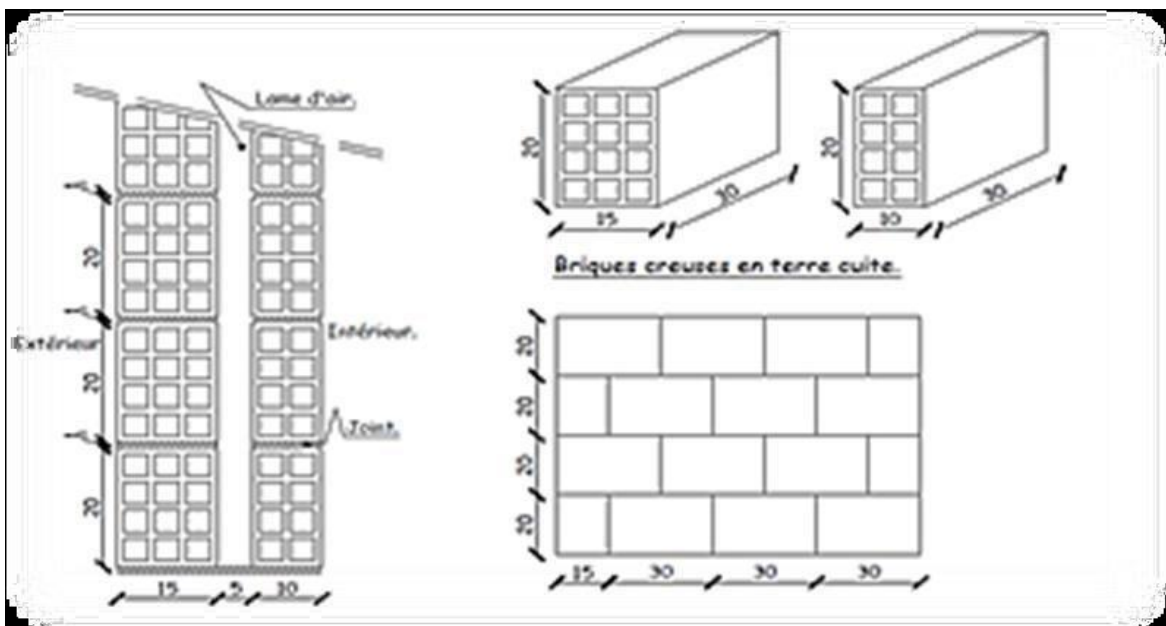
La maçonnerie:

- **Murs extérieurs:**

Les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique

- **Murs intérieurs:**

Sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



Revêtements:

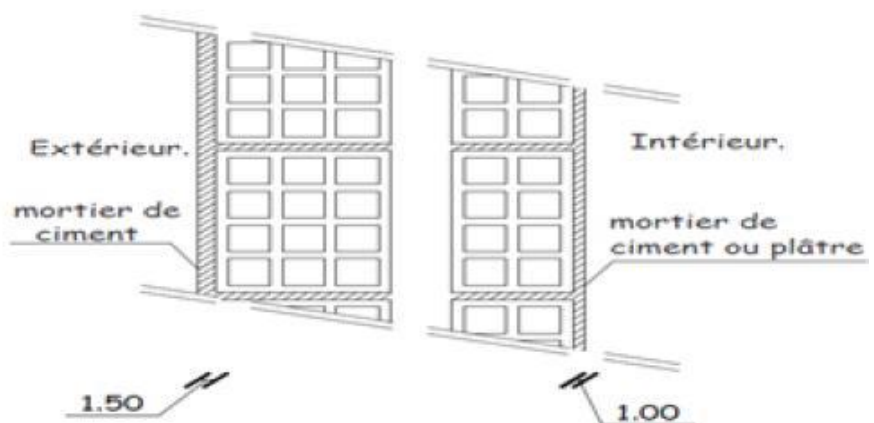
Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain et cuisine.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et la cage d'escaliers.
- Protection multicouche pour la terrasse.

Les enduits:

On désigne par enduit un produit plus ou moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou plusieurs des actions suivantes :

- Imperméabilité.
- Etanchéité.
- Finition

**Porte-à-faux:**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en corps creux.

Acrotère:

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 65 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

Les balcons:

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux ou en dalle pleine.

➤ **Eléments composant l'infrastructure:**

- **Fondations:**

La fondation est un élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le type de fondation est choisi selon l'implantation du bâtiment et de caractéristiques mécanique et physique du sol.

Il existe trois types de fondations :

- ✓ Les fondations superficielles
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Les fondations semi-profondes

Système de coffrage:

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.6.les caractéristiques mécaniques des matériaux:

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

6-a) Le béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats, Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. Sa masse volumique est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. De plus le béton a un comportement fragile.

- **Composition du béton:**

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

- ✓ une résistance mécanique élevée.
- ✓ un retrait minimum.
- ✓ une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- ✓ Ciment : 350 kg de CPA325.
- ✓ Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25mm.
- ✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.
- ✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

• **Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :**

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré ; qui est donnée comme suit:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots(\text{BAEL91/A.2.1 .11})$$

- ✓ Pour notre étude on va prendre : $f_{c28}=25\text{MPa}$

• **Résistance du béton à la traction:**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est

donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/A.2.1 .12})$$

$$\underline{\text{AN:}} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

• **Module de déformation longitudinale (module d'élasticité):**

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

• **Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL91})$$

- ✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ Nous avons : $E_b = 32164.2 \text{ MPA}$

- **Module d'élasticité différé «E_{vj}» :**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

Nous prenons un module égal à: $E_{vj}=3700^3 \sqrt{f_{cj}}$ [MPa]

✓ Pour notre cas : $f_{c28}=25$ [MPa] on a $E_d=10819$ [MPa].

- **Module de déformation transversale du béton:**

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

ν : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :**

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

E.L.U : $\nu=0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

E.L.S : $\nu=0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

- **Les contraintes limites de calcul :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites:

- **Contraintes limites à l'état limite ultime de résistance(E.L.U.R):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

• **Les phénomènes correspondants à ces états sont :**

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots(\text{Art A.43,41/BAEL91})$$

Avec :

γ : Coefficient de sécurité

$\gamma = 1.15$ situation accidentelle

$\gamma = 1.5$ situation courante

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h ($T > 24h$).

$\theta = 0.9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h ($1h < T < 24h$).

$\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h ($T < 1h$)

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1.5$

	$\theta = 1$
F_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1.15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 0.85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

• **Contraintes limites à l'état limite de service(E.L.S):**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91 modifiée99/Art A.4.5,2})$$

- **Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } V_u: \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b: largeur de la section cisailée.

d: hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- **Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :**

- **à l'état limite ultime(ELU):**

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰.

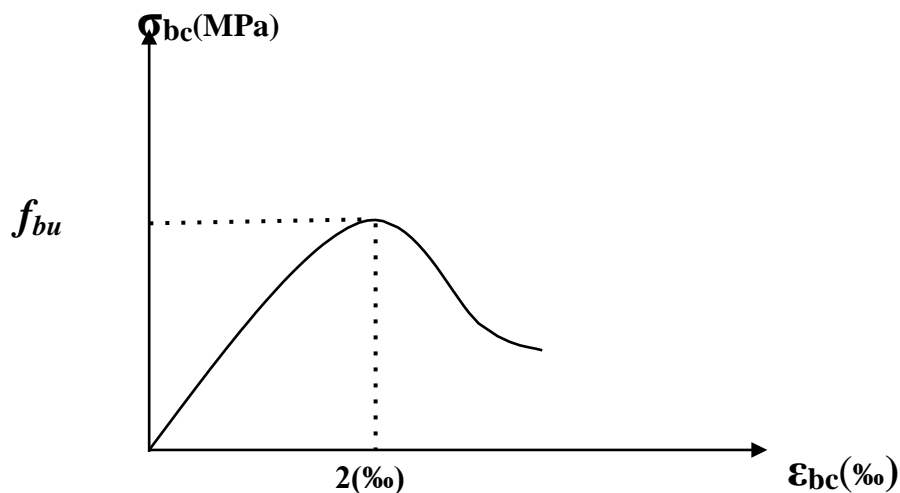


Figure I.1:Diagramme réel

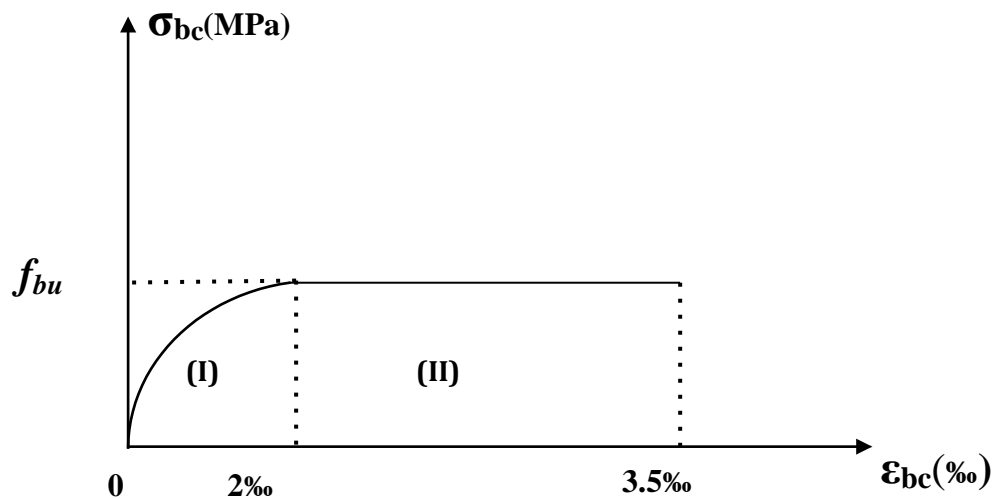


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton

(I) : Etat élastique.

(II): Etat plastique.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour : $\epsilon_{bc} < 2‰$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

Avec : E_b : Module de Young (Module d'élasticité)

- **à l'état limite de service(ELS):**

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

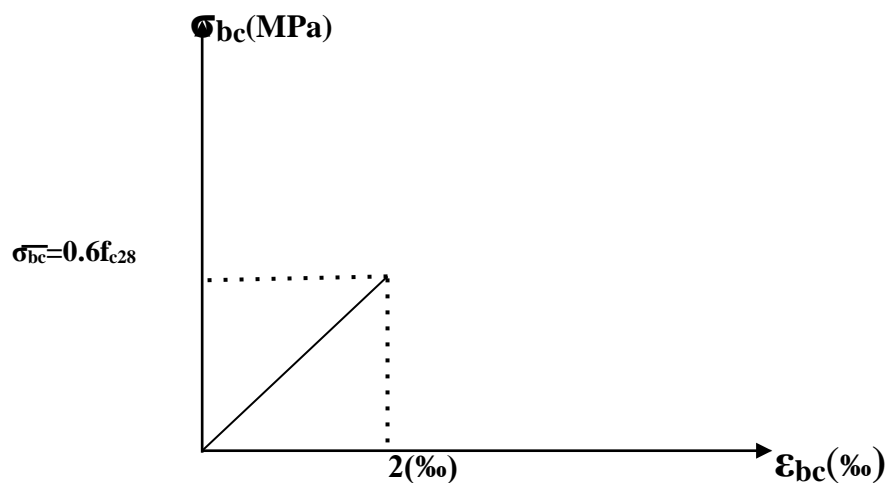


Figure I.3 : Diagramme de contrainte à l'ELS

6-b)L'acier:

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (**R.L ; H.A**) dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- ✓ Aciers à haute adhérence (**feE400**)..... **fe = 400MPa**
- ✓ Treillis soudés(**TL520**)... .. **fe = 520MPa**

fe: limite d'élasticité de l'acier.

- **Module d'élasticité longitudinal:**

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.7.Les contraintes limites :a) **A L'état limite ultime (ELU) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2):**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation. Elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{Art (A.4.3,2BAEL91)}.$$

Avec:

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Onnote: γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\begin{cases} 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ 1,00 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
fe = 500MPa	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

b) A L'état limite de service (ELS) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2):

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,32):**

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

- **Fissuration préjudiciable: (BAEL91-modifié99/Art.A.4.5,33)**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots \text{Art. (A.4.5, 33BAEL91)}.$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91-modifié99/Art.A.4.5,34)**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité, dans ce cas il faut respecter les règles suivantes :

$$\sigma_{st} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) \dots\dots\dots \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91)}.$$

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les HA ($v \geq 6\text{mm}$)

$\eta = 1,6$ pour les HA ($v < 6\text{mm}$)

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

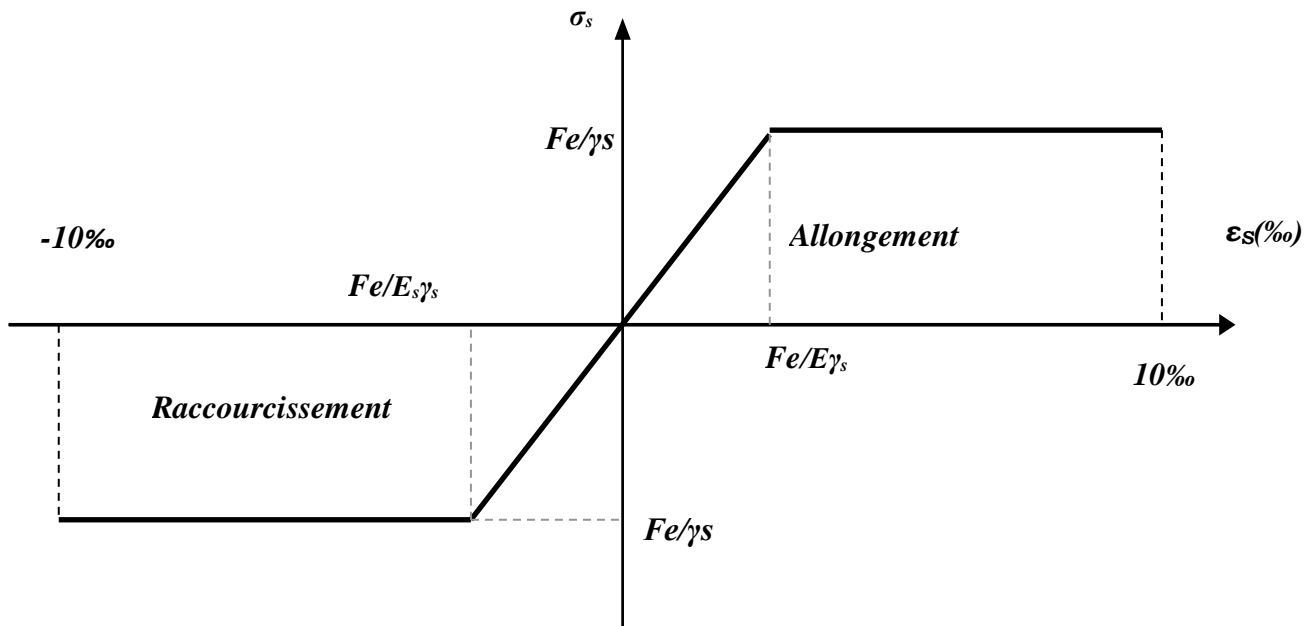


Figure I.4 : Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

➤ **Protection des armatures :**

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

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** , pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives;
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** , pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations);
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** , pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.8. Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure, leurs caractéristiques et leur fonctionnement dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres dessous.



CHAPITRE II

PRE- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de cette structure: poteaux, poutres et voiles, passe impérativement par un pré-dimensionnement il se fait selon les règles parasismiques Algérienne (**RPA99 /2003**) et les normes techniques, c'est-à-dire les conditions de résistances et de flèche. Dans ce présent chapitre on pré dimensionne les différents éléments tel que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II.1.Pré-dimensionnement des éléments:**A. Les planchers :**

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

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

❖ Les planchers en corps creux :

Il se décompose en un corps creux (l'hourdi) et une dalle de compression ferraillée de treillis à soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22.5} \dots\dots\dots \text{(Art B.6.8.424 BAEL 91)}$$

Avec:

L : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher

Remarque :

On va prendre en premier temps la section minimale des poteaux exigés par le RPA en zone IIa (25*25) cm²

Dans notre cas nous avons :

$$L=535-25=510 \text{ cm}$$

$$h_{tp} \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{415}{22.5} = 18.44 \text{ cm}$$

- ✓ On optera pour un plancher de (16+4) = 20 cm
- ✓ Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm

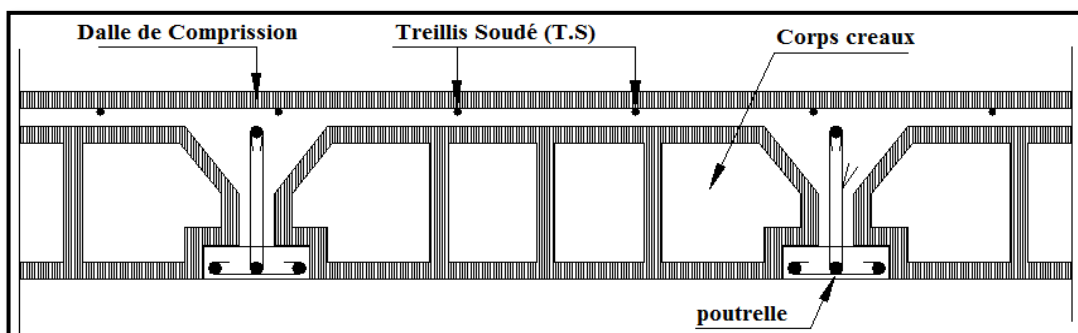


Figure II.1 : Schémas d'un plancher au corps creux.

❖ **Plancher dalle pleine :**

Ce sont des planchers minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis, ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ la résistance au feu,
- ✓ la résistance à la flexion.
- ✓ l'isolation acoustique.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes:

1) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e > L_0 / 10$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.225 \text{ m} \Rightarrow e > 1.225/10 = 0.1225 \text{ m} = 12.25 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm. ($e_1=15 \text{ cm}$)

2) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 12.25 cm $\Rightarrow e_2=15$ cm

3) Condition d'isolation phonique:

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m²

$$e \geq \frac{M_p}{P_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m}$$

Avec : $P_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

On prend : $e_3 = 14$ cm

Donc : $e = \max(e_1, e_2, e_3) = 15$ cm.

On adoptera une épaisseur de : $e = 15$ cm.

B. Les Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$ **Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99**

Avec : h : hauteur de la poutre.

{ b : largeur de la poutre.
L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

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

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

$$h/b < 4$$

..... (RPA 99/ Art 7.5.1)

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage

- **Les Poutres Principales :**

Ce sont les poutres porteuses.

✓ Hauteur : on a $L_{\max}=535-25=510$ cm

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \quad \Rightarrow \quad 34 \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : **h =40 cm**

✓ Largeur: $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18 \leq h \leq 31,5$

On prend : **b =30cm**

- **Les Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

✓ Hauteur : on a $L_{\max}=380-25=355$ cm

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \quad \Rightarrow \quad 23,67 \leq h \leq 35,5 \text{ cm}$$

On prend : **h=35 cm**

✓ Largeur: $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 29$ cm

On prend : **b= 30 cm**

❖ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20$ cm	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.17	Vérifiée

Tableau II.1: Coffrage minimum des poutres.

❖ **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptés pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : (30x40) cm²
- Poutres secondaire : (30x35) cm²

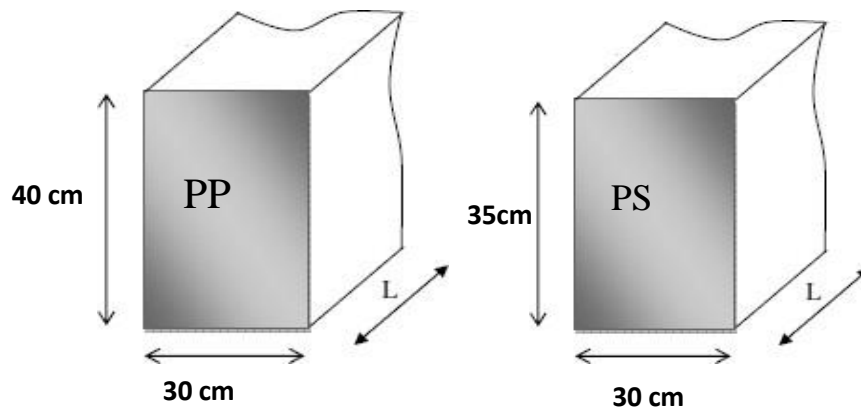


Figure II.2.: Dimension de la poutre principale et secondaire.

C. Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au règlement **R.P.A 99**(l'Article 7.7.1)

Les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4 e$ seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, seront considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

L : longueur du voile.

e : L'épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

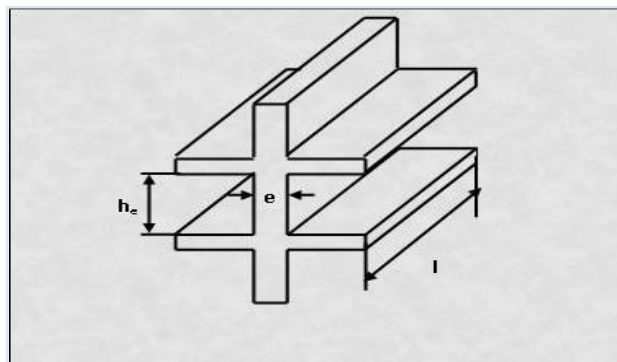


Figure II.3.: Coupe de voile en élévation.

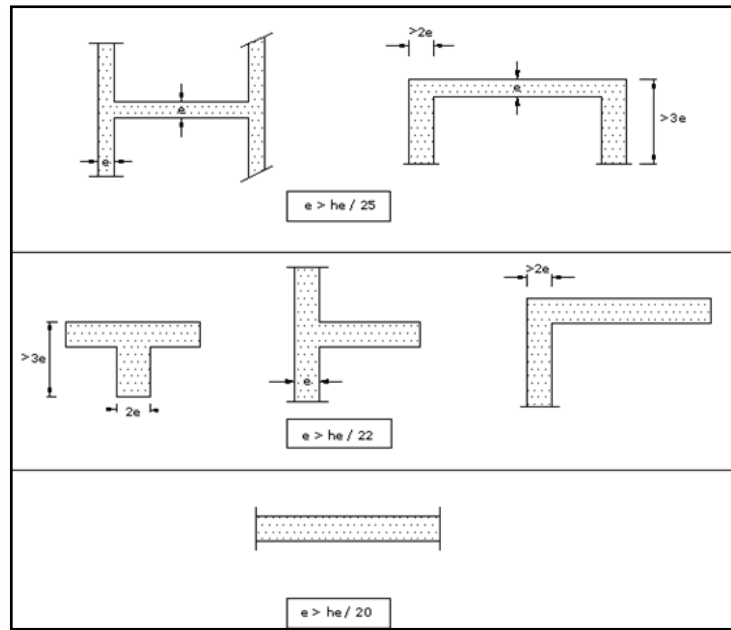


Figure II.4.:Coupe de voile en plan.

- **Au niveau du sous-sol :**

$$h_e = h - e_{\text{plancher}}$$

$$h_e = (238 - 20) = 218 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{218}{20} = 10,9 \text{ cm}$$

$e \geq 10,9 \text{ cm}$; On prend $e = 20 \text{ cm}$

$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- **Au niveau du RDC :**

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

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm}$$

$e \geq 19,4 \text{ cm}$; On prend $e = 20 \text{ cm}$

$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• Au niveau d'étage courant :

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

$$h_e = (340 - 20) = 320 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$$

($e = 14,3 \text{ cm}$; $e = 16 \text{ cm}$) On prend $e = 20 \text{ cm}$

$e_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

D. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en bétons armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étages en étage puis au fondations.

Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

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

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

La section du poteau à déterminé est donnée par la relation :

$$S_{\text{pot}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- N_s : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que : $N_s = G + Q$
- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

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

II.2.Détermination des charges et surcharges :

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment qui seront données comme suit :

❖ Charges permanentes (G) :

A. Les planchers :

Elles sont données par le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »**

+ Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible)

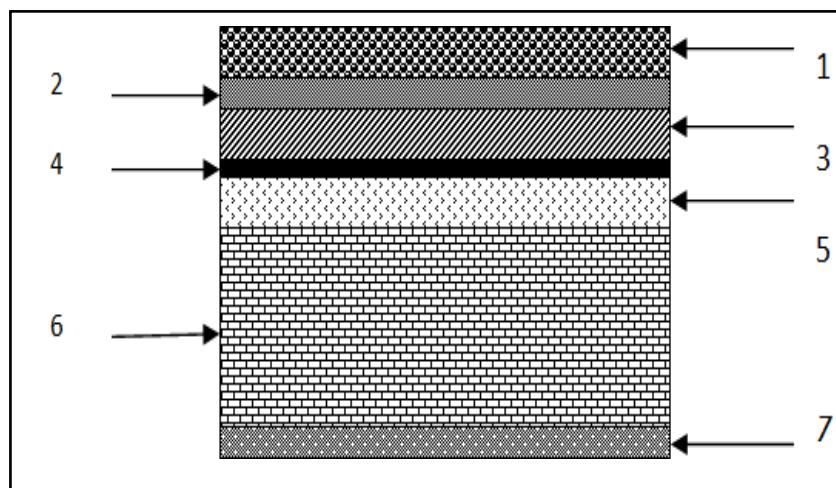


Figure .II.5: Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3. Béton en forme pente	0,07	22	1,54
4. Feuille polyane	/	/	0,01
5. Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6. Plancher à corps creux (16 +4 cm)	0,20	14	2,80
7. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Gt = 5,68 KN/ m².			

Tableau II .2: Charges permanentes du plancher d'étage courant

✚ Plancher d'étage courant:

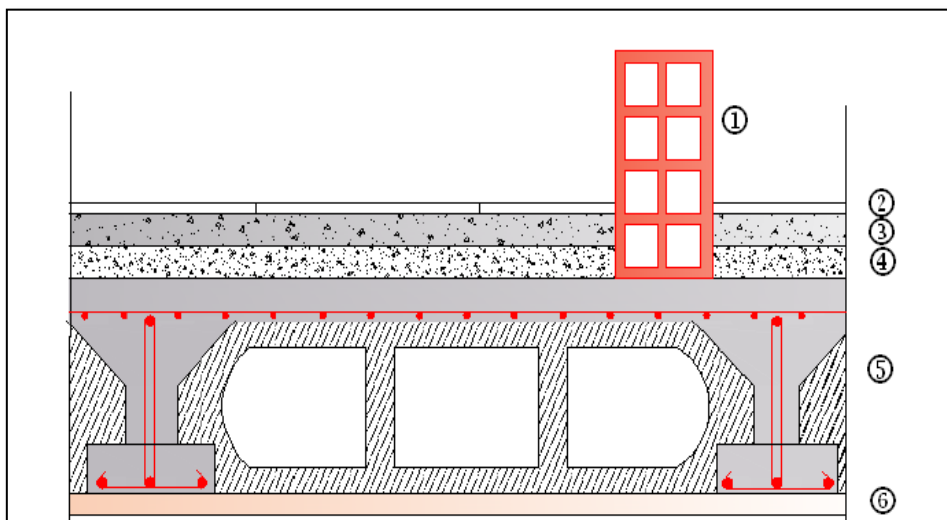


Figure. II.6: Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Couche de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6. Cloison de séparation avec 25% d'ouverture	0,10	09	0,90
			Gt = 5,24KN/ m².

Tableau II.3: Charges permanentes du plancher d'étage courant.

✚ Plancher dalle pleine :

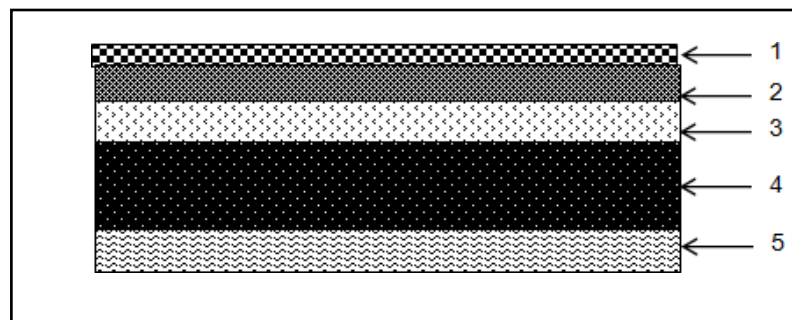


Figure .II.7 : Coupe d'un plancher en dalle pleine.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2. Mortier de pose	0,03	20	0,60
3. Couche de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle pleine en béton Armé	0,15	25	3,75
5. Enduit de ciment	0,02	20	0,40
			Gt = 5,51KN/ m².

Tableau II.4: Charges permanentes du plancher en dalle pleine.

B. Maçonnerie :**+ Mur extérieur :**

C'est une double cloison en briques creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

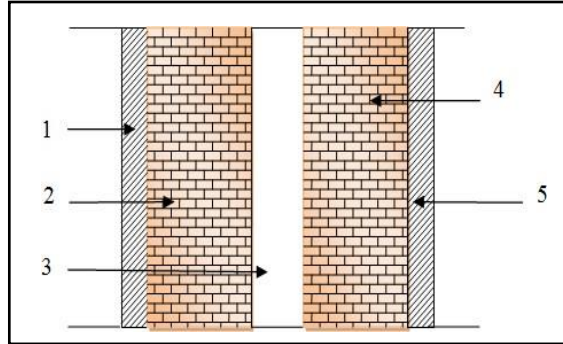


Figure .II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit en ciment	0,02	20	0,40
2. Maçonnerie en brique creuse extérieure	0,10	09	0,90
3. Lamé d'aire	0,05	/	/
4. Maçonnerie en brique creuse intérieure	0,10	09	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Gt = 2,40KN/ m².			

Tableau II.5: Charges permanentes des murs extérieurs.

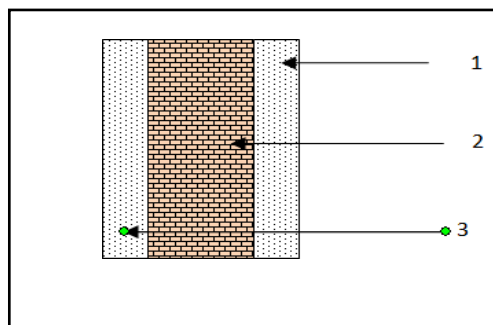
+ Mur intérieur :

Figure .II.9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit en plâtre intérieur	0,02	10	0,20
2. Maçonnerie en brique creuse	0,10	09	0,90
3. Enduit en plâtre extérieur	0,02	10	0,20
Gt = 1,30 KN/ m².			

Tableau II.6: Charges permanentes des murs intérieurs.

C. L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans les schémas ci dessous, vont nous permis de déterminer la charges permanente correspondantes :

$$G = \rho \times S$$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton (KN/m³)

S : section longitudinale de l'acrotère.(m²)

AN:

$$G = 25 \left[(0.65 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times \frac{0.1}{2}) \right] = 1,87 \text{ KN /ml}$$

$$G = 1,87 \text{ KN/ml}$$

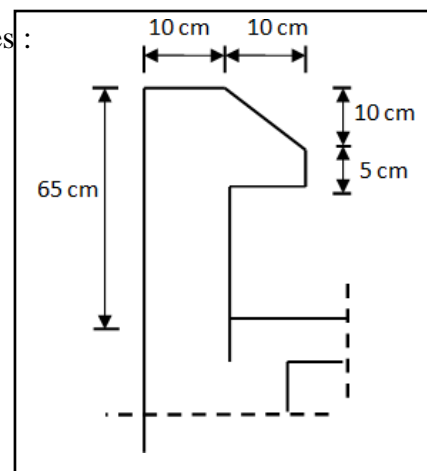


Figure. II.10 : Coupe verticale de l'acrotère.

❖ Surcharges d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exportations sont données par les DTR B.C 2.2 dans le tableau suivant :

Les éléments de la structure	surcharge Q (KN/m ²)
1. Acrotère	1
2. Plancher terrasse	1
3. Plancher étage courant à usage d'habitation	1,5
4. Plancher S sol et RDC à usage commercial	3,5
5. Escalier	2,5
6. Balcon	3,5

Tableau II.7: Charges d'exploitations

II.3. Descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteaux le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouvé la section adoptée dans les différents étages .

II.3.1.charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité (C2):

A. Surface d'influence :

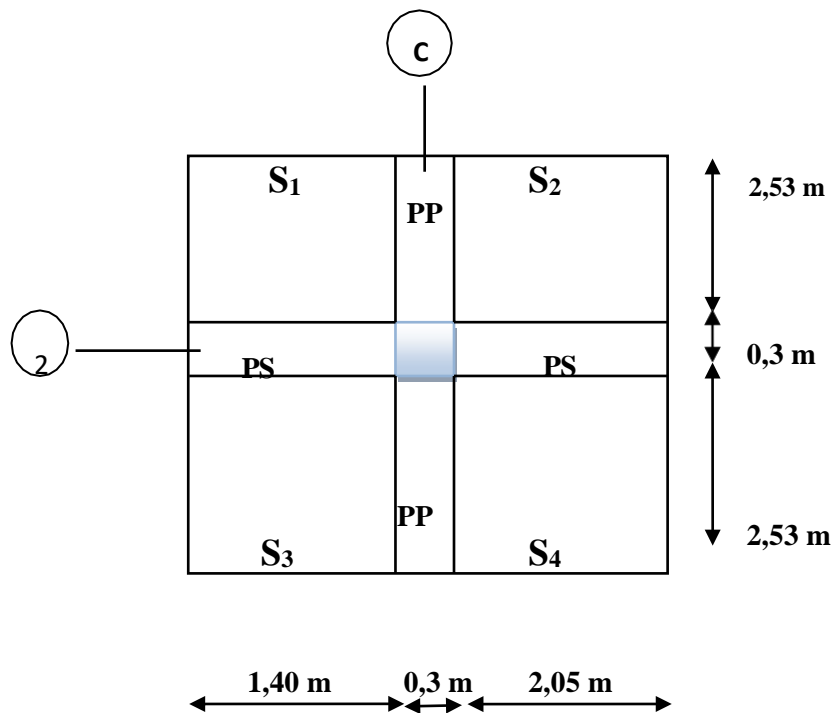


Figure. II.11: La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

➤ Section nette :

$$S_{\text{nette}} = (2,53 \times 1,40) + (2,53 \times 2,05) + (2,53 \times 1,40) + (2,53 \times 2,05) = 17,46 \text{ m}^2$$

B. Poids propres des différents éléments:➤ **Les poteaux :**

Avec:

-S : section des poteaux en zone IIa ≥ 25 cm (RPA 99/version 2003)- ρ : poids volumique du béton- h_e : hauteur d'étage

- pour le sous- sol: $P_{\text{sous- sol}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 2,38 = 3,719 \text{ KN}$
- pour le RDC: $P_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}$
- pour les étages de service : $P_{\text{Es}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,40 = 5,313 \text{ KN}$
- pour les étages courant: $P_{\text{Ec}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,08 = 4,813 \text{ KN}$

➤ **Les poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho)$$

Avec : ρ : poids volumique du béton

L : longueur de la poutre

- Les poutres principales (30×40) :

$$P_{\text{pp}} = (0,30 \times 0,40 \times 25) \times (5,35 - 0,25) = 15,3 \text{ KN}$$

- Les poutres secondaires (30×35) :

$$P_{\text{ps}} = (0,30 \times 0,35 \times 25) \times (3,10 - 0,25) = 7,481 \text{ KN}$$

D'où le poids total :

$$P_{\text{tot}} = 15,3 + 7,481 = 22,781 \text{ KN}$$

Les planchers : $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$

- Plancher étage courant et RDC et le sous- sol : $P = 5,24 \times 17,46 = 91,50 \text{ KN}$
- Plancher terrasse : $P_t = G_{\text{terrasse inaccessible}} \times S = 5,68 \times 17,46 = 99,17 \text{ KN}$

C. Les surcharges d'exploitation: $Q_{\text{plancher}} = Q \times S$

- Plancher terrasse: $Q_0 = 17,46 \times 1 = 17,46 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots \dots \dots Q_7 = 17,46 \times 1,5 = 26,19 \text{ KN}$
- Plancher d'étage service : $Q_8 = Q_9 = 17,46 \times 2,5 = 43,65 \text{ KN}$
- Plancher RDC et Sous-sol : $Q_{10} = Q_{11} = 17,46 \times 3,5 = 61,11 \text{ KN}$

C. Loi de dégression des surcharges :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est dans notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

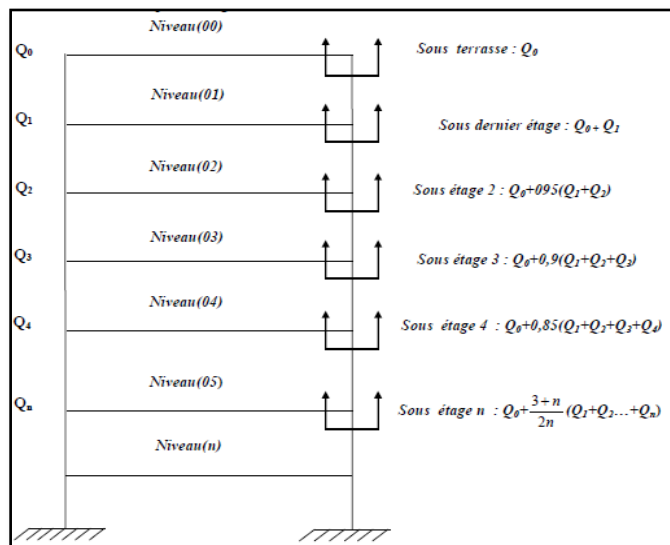
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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



✓ **Coefficient de dégression de charges ($(3+n) / 2n$) :**

N:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	s-sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,688	0,667	0,650	0,636

Tableau II.8 : Coefficients de dégression de charges

D.Surcharge cumulée :Plancher terrasse : $Q_0=17,46 \text{ KN}$

$$9^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1 = 17,46 + 26,19 = 43,650 \text{ KN}$$

$$8^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17,46 + 0,95 (26,19 \times 2) = 67,221 \text{ KN}$$

$$7^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,46 + 0,9 (26,19 \times 3) = 88,173 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,46 + 0,85 (26,19 \times 4) = 106,506 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 \dots + Q_4 + Q_5) = 17,46 + 0,80 (26,19 \times 5) = 122,220 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 \dots + Q_5 + Q_6) = 17,46 + 0,75 (26,19 \times 6) = 135,315 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 \dots + Q_6 + Q_7) = 17,46 + 0,714 (26,19 \times 7) = 148,358 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} = Q_0 + 0,688(Q_1 + Q_2 \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,46 + 0,688 (26,19 \times 7 + 43,65) = 173,622 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ème}} = Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17,46 + 0,667 (26,19 \times 7 + 43,65 \times 2) = 197,970 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 \dots + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 17,46 + 0,65(26,19 \times 7 + 43,65 \times 2 + 61,11) = 233,091 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol} = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 \dots + Q_{10} + Q_{11}) = 17,46 + 0,636 (26,19 \times 7 + 43,65 \times 2 + 61,11 \times 2) = 267,313 \text{ KN}$$

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
Niveaux	Poids planché	Poids poutre	Poids poteau	G _{tot}	G _c	Q	Q _c	N _s = G _c + Q _c	S ≥ N _s / σ _{bc}	Section Adoptée
Terrasse	99,17	22.781	0	121,951	121,951	17,46	17,46	139,411	92,941	40×40
9	91,50	22.781	4,813	119,094	241,045	26,19	43,650	284,695	189,797	40×40
8	91,50	22.781	4,813	119,094	360,139	26,19	67,221	427,360	284,907	40×40
7	91,50	22.781	4,813	119,094	479,233	26,19	88,173	567,406	378,271	40×40
6	91,50	22.781	4,813	119,094	598,327	26,19	106,506	704,833	469,889	45×45
5	91,50	22.781	4,813	119,094	717,421	26,19	122,220	839,641	559,761	45×45
4	91,50	22.781	4,813	119,094	836,515	26,19	135,315	971,830	647,887	45×45
3	91,50	22.781	4,813	119,094	955,609	26,19	148,358	1103,967	735,978	45×45
2	91,50	22.781	5,313	119,594	1074,703	43,65	173,622	1248,325	832,217	50×50
1	91,50	22.781	5,313	119,594	1193,797	43,65	197,970	1391,767	927,845	50×50
RDC	91,50	22.781	6,375	120,656	1314,453	61,11	233,091	1547,544	1031,696	50×50
S-SOL	91,50	22.781	3,719	118,000	1432,453	61,11	267,313	1699,766	1133,177	50×50

Tableau II.9: Pré dimensionnement des poteaux.

Remarque :

On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs à celles trouvé dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers.
- Eviter la rotule plastique dans les poteaux.

II.3.2 Vérification : (R.P.A 99):**1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :**

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **Iia** doivent satisfaire les conditions suivant :

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

$$*\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$$

$$*\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteaux	Conditions exigées par L'RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40×40	Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h)=40 cm > 25 cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{308}{20} = 15,4 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45×45	Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h)=45 cm > 25 cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{308}{20} = 15,4 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	
50×50	Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h)=50 cm > 25 cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	

Tableau II.10 : vérification aux RPA.

2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un Phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement. Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

λ : Elancement du poteau.

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

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

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

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	I_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
10	40	40	213333,33	1600	11,55	308	215,6	18,67	condition vérifiée
9	40	40	213333,33	1600	11,55	308	215,6	18,67	condition vérifiée
8	40	40	213333,33	1600	11,55	308	215,6	18,67	condition vérifiée
7	40	40	213333,33	1600	11,55	308	215,6	18,67	condition vérifiée
6	45	45	341718,75	2025	12,99	308	215,6	16,60	condition vérifiée
5	45	45	341718,75	2025	12,99	308	215,6	16,60	condition vérifiée
4	45	45	341718,75	2025	12,99	308	215,6	16,60	condition vérifiée
3	45	45	341718,75	2025	12,99	308	215,6	16,60	condition vérifiée
2	50	50	520833,33	2500	14,43	340	238	16,49	condition vérifiée
1	50	50	520833,33	2500	14,43	340	238	16,49	condition vérifiée
RDC	50	50	520833,33	2500	14,43	408	285,6	19,79	condition vérifiée
S-SOL	50	50	520833,33	2500	14,43	238	166,6	11,55	condition vérifiée

Tableau II.11: Vérification du flambement des poteaux.

✓ On conclue que la condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

3. Vérification de l'effort normal à la base :

On doit vérifier que :

$$V = \frac{N_s}{S \times f_{c28}} = \frac{1699,766 \times 10^3}{(500 \times 500) \times 25} = 0,27 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II-4: Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher en corps creux : **$h_t=20$ cm.**
- Epaisseur de la dalle pleine : **$e=15$ cm.**
- Epaisseur des voiles:
 - ✓ Sous-sol : **$e=20$ cm.**
 - ✓ RDC et les différent étages : **$e=20$ cm.**
- **Sections des poutres:**
 - ✓ Poutres principales : **(30×40) cm².**
 - ✓ Poutres secondaire: **(30×35) cm².**
- **Sections des poteaux :**
 - ✓ Sous-sol, RDC, niv 1 et 2 : **(50×50) cm².**
 - ✓ Niv 3, 4, 5, 6 : **(45×45) cm².**
 - ✓ Niv 7 8,9, 10: **(40×40) cm².**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.



CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

III. Introduction:

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

III.1:Calcul de l'Acrotère

III.1.1:Définition

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q =1 KN» appelée poussée de la main courant, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

III.1.2.Hypothèse decalcul:

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et àL'ELS.
- La fissuration est considérée commepréjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.1.3.Dimensionnement:

-Hauteur=65cm.

-Epaisseur=10cm

-L'enrobage=3 cm

-La surface = 0,075 m²

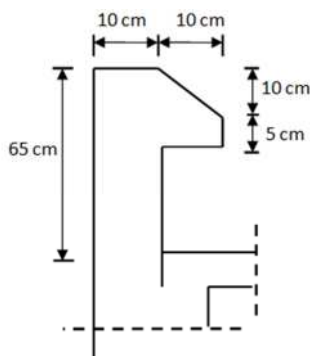


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

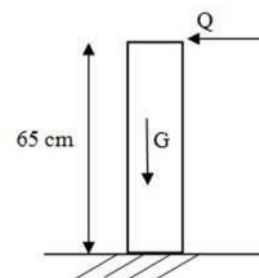


Figure III.1.2 : Schéma statique

III.1.4.Calcul des efforts internes

On a la charge permanente et d'exploitation de l'acrotère déjà déterminée dans le chapitre précédent égale à :

$$G=1,87 \text{ KN/ml}$$

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

-Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,65 \times 1 \text{ ml} = 0,65 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

-Effort normal du au poids propre G :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,87 \text{ KN}$$

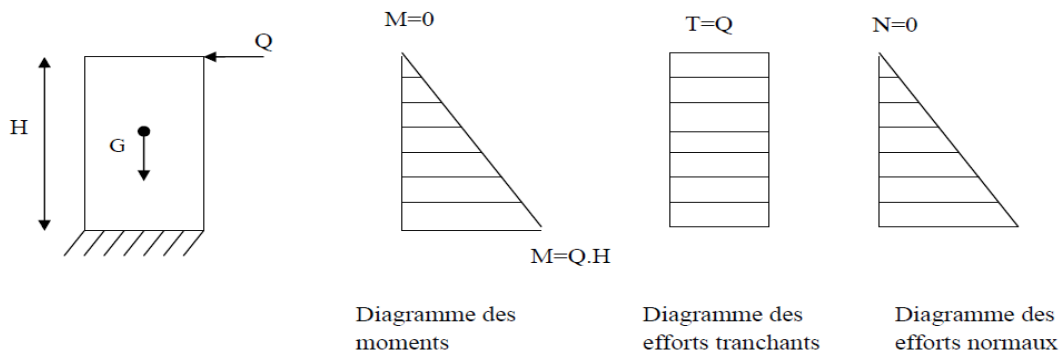


Figure III.1.3: Diagramme des efforts internes

III.1.5.Combinaison des charges➤ **A l'ELU:** $q_u=1,35G+1,5Q$

-L'effort normal: $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,87 = 2,52 \text{ KN}$

-l'effort tranchant: $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

-Moment de flexion : $M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KNm}$

➤ **A l'ELS:** $q_u=G+Q$

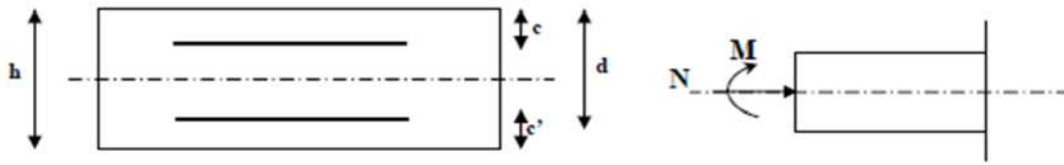
-L'effort normal: $N_s = G = 1,87 \text{ KN}$

-l'effort tranchant: $T_s = Q = 1 \text{ KN}$

-Moment de flexion : $M_s = M_Q = 0,65 \text{ KN.m}$

III.1.6.Ferraillage de l'acrotère

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Avec:

h : épaisseur de la section,

c et c' : l'enrobage,

$d = h - c$: hauteur utile,

M_f : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

➤ **Calcul de l'excentricité à l'ELU:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,97}{2,52} = 0,38 \text{ m} = \mathbf{38 \text{ cm}}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = \mathbf{2 \text{ cm}} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple:**

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,52 \times (0,38 + 0,05 - 0,03) = 1,008 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,008 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (70^2)} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \text{ -----} > \text{ S.S.A}$$

Armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,008 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (70)^2} = 0,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_{stf} \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,41 - \frac{5,52 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,33 \text{ cm}^2$$

III.1.7. Vérification à l'ELU

1- Condition de non fragilité : BAEL 91/(ArtA.4.2.1):

On doit vérifier que :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,65}{1,87} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \frac{2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,455 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{calculé} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515 cm², avec un espacement S_t = 20 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8/ml** = 2.012 cm² espacées de 25 cm

2- Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5-1-1):

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa})$$

On a: $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$; T_u = 1,5 KN

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Comme le cisaillement est vérifié alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

Avec: Ψ_s : Coefficient de scellement

$\Psi_s = 1.5$ pour la Haute adhérence

1 pour les ronds lisses

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

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Longueur de scellement droit : (BAEL91/Art A.6.2.21)

On $l_s = 40 \Phi$ pour FeE400

$l_s = 50 \Phi$ pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow l_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

5. Espacement des barres:

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

on prend : $St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$

- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

On prend : $St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$

6. Longueur de scellement droit : (BAEL91/Art A.6.2.21) :

On $l_s = 40 \Phi$ pour FeE400

$l_s = 50 \Phi$ pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow l_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

7. Espacement des barres:

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

on prend : $St = 20\text{ cm} < 30\text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier

- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

on prend : $St = 25\text{cm} < 40\text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier

III.1.8. Vérification à l'ELS :**1. Vérification des contraintes :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

1. A: Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec: η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1.6 \text{ H.A} ; \eta = 1 \text{ r.l}\}$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 1.41}{100 \times 7} = 0.207 \rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0184$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0.928 \times 7 \times 1.41} = 65.506 \text{ MPa} \quad \langle \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1-B- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{50.49}{53.96} = 0.936 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99.Art6.2.3)**On doit vérifier que: $F_p \leq Q$**

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone

-Pour une zone IIa, groupe d'usage 2 on a : $A = 0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

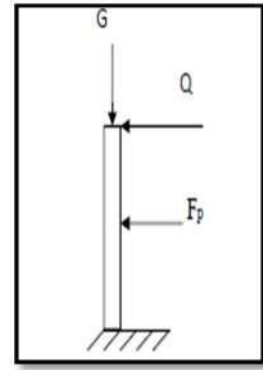
Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

- W_p : Poids de l'acrotère = 1,87 kN/ml

$$AN: F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.87 = 0.898 \text{ [kN/ml]}.$$

$F_p = 0.898 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Note : Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

**III.1.9. Schéma de Ferrailage de l'acrotère:**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : 4HA8 avec un espacement $St = 20\text{cm}$.
- Armatures de répartitions : 5HA8 avec un espacement $St = 25\text{cm}$

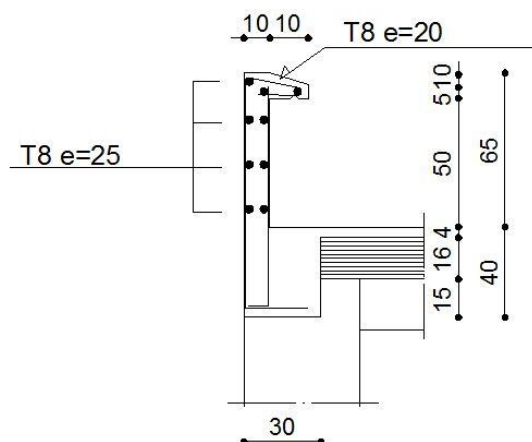


Figure III.1.4: Schéma de Ferrailage de l'acrotère

III.2.Calcul des planchers:

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression

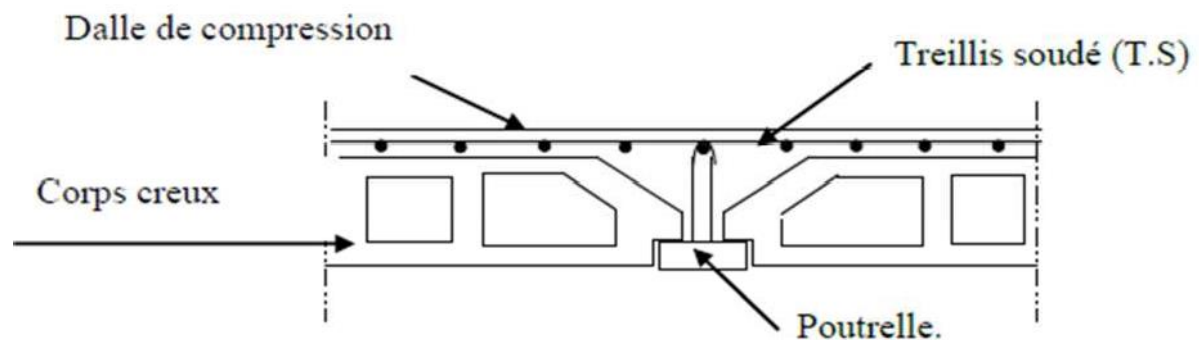


Figure III.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.2.1.Calcul de la dalle de compression:

La dalle de compression de **4 cm** d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont le but est de:

- limiter les risques de fissurations par retrait;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui sont:

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5):**

$$\rho A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : l' = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement **St = 20cm**.

- **les armatures // aux poutrelles:**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement **St = 20 cm**

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (5×200×200) mm².

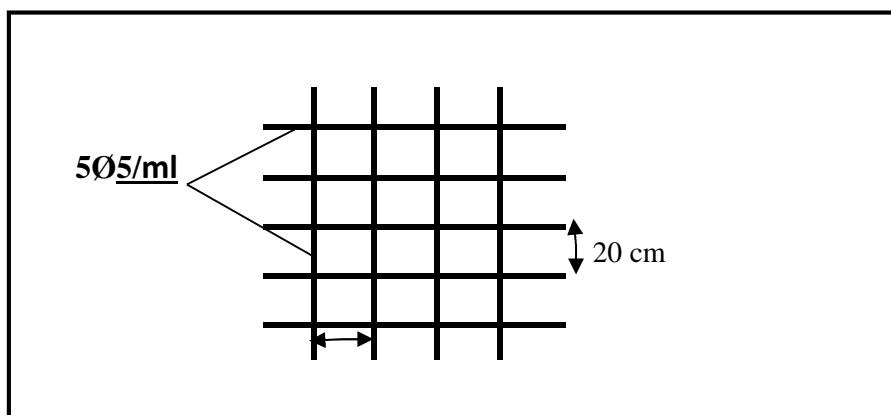


Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

1^{ère} Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

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

- **Poids propre de la poutrelle:** $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre de corps creux:** $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre totale:** $G_t = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- **La surcharge de l'ouvrier:** $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

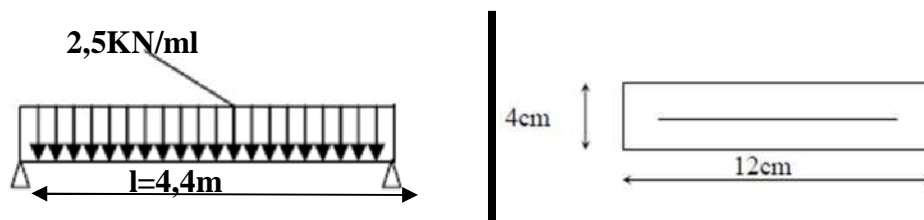
➤ **Ferraillage à l'état limite ultime (E.L.U)**

Figure III.2.3: Schéma statique de la poutrelle.

$$\text{Calcul de moment : } M_t = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,4^2}{8} = 6,05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul effort tranchant : } T_U = q_u \frac{l}{2} = \frac{2,5 \times 4,4}{2} = 5,5 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des Armatures:**

$$b = \text{cm}; d = h_0 - c = \text{cm}; f_u = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 8,876 > 0,392$$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible (**12x4**) **cm²**, par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm**.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

a) .Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91 modifiée 99/A.4.1,3)

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2}\right)$$

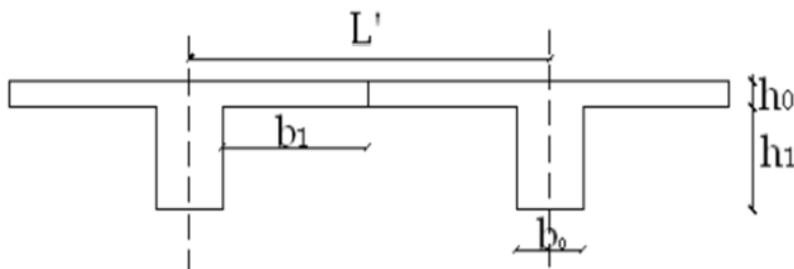


Figure III.2.4: Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec:

- $b_0 = 12\text{cm}$: Largeur de la nervure b_0 ;
- L' : Distance entre axes des poutrelles $L' = 65\text{cm}$
- L : Longueur de la plus grande travée $L = 4,4\text{m}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$
- h_1 : épaisseur du corps creux $h_1 = 16\text{cm}$

$$AN : b_1 \leq \min\left(\frac{440}{10}; \frac{65-12}{2}\right) = \min(44\text{cm}; 26,5\text{cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5\text{cm}$

b).calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5,68 \times 0,65 = 3,692\text{KN/ml}$.
- Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,24 \times 0,65 = 3,406\text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{KN/ml}$.
- Charge d'exploitation :(plancher à usage d'habitation): $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975\text{KN/ml}$
- Charge d'exploitation :(plancher à usage commerce RDC) : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275\text{kN/ml}$.

c). Combinaison de charges:

❖ Plancher à usage d'habitation:

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 0.98 = 6.068\text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.406 + 0,98 = 4.386\text{ KN/m}$$

❖ Plancher à usage commercial (RDC):

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 2.275 = 8.01\text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.406 + 2.275 = 5.681\text{ KN/ml.}$$

❖ Plancher terrasse:

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 = 5.959\text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342\text{ KN/ml.}$$

Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage commercial(RDC)

d. Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments

❖ Méthode forfaitaire:

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées; tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux et de service.

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ère} condition: $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN / ml})$

$$Q = 2.275 < \min(6,812 \text{ KN / ml}; 5 \text{ KN / ml}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2^{ème} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **Condition vérifiée.**

3^{ème} condition:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4,40}{3,10} = 1,42; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,10}{3,30} = 0,94; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,30}{3,10} = 1,06; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,10}{3,30} = 0,94; \frac{L_5}{L_6} = \frac{3,30}{3,10} = 1,06; \frac{L_6}{L_7} = \frac{3,10}{4,40} = 0,70$$

\Rightarrow Condition non vérifiée

\Rightarrow la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée \Rightarrow donc on utilise la méthode Des trois moments.

Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastresments aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

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

$$M_{i-1} \cdot \frac{L_i}{L_{i+1}} + 2M_i \left(\frac{L_i}{L_i} + \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{L_{i+1}} = -6(EW_i^g + W_i^d)$$

Avec:

$$W_i^g = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24EI_i} \quad W_i^d = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

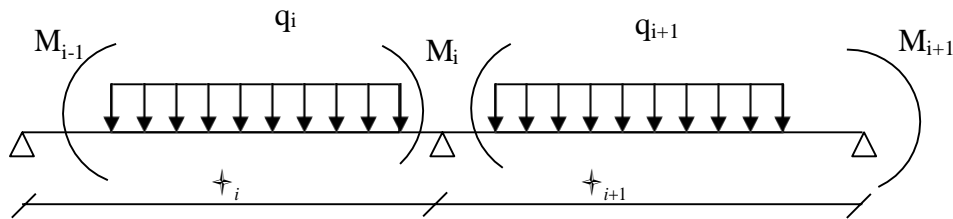


Figure III.2.5 : Méthode des trois moments

a) Moments aux appuis:

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

b) Moments en travée :

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

Avec :

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

c) Les efforts tranchants:

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Avec:

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

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

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

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

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

- Les différents types des poutrelles :

Conformément aux plans de dispositions des poutrelles nous avons deux types :

III.2.3.Application:

a) Combinaison de charge: (RDC)

ELU : $q_u = 8,01 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = 5.681 \text{ KN/ml}$

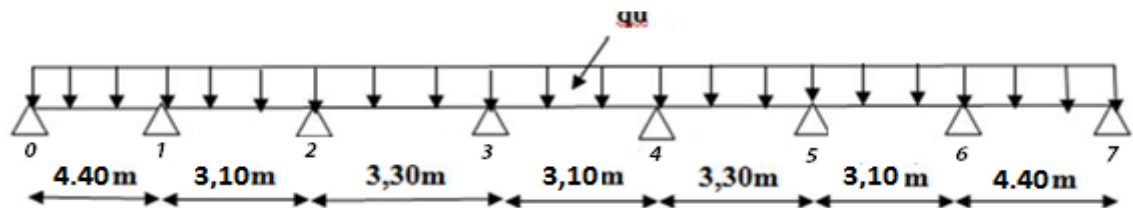


Figure III.2.6: Schéma statique de la poutrelle.

b) Calcul des moments aux appuis:

Pour $n=0$ $8,8M_0 + 4,4M_1 = -170,580 \dots \dots \dots (1)$

Pour $n=1$ $4,4M_0 + 15M_2 + 3,1M_3 = -230,237 \dots \dots \dots (2)$

Pour $n=2$ $3,1M_1 + 12,8M_2 + 3,3M_3 = -131,620 \dots \dots \dots (3)$

Pour $n=3$ $3,3M_2 + 12,8M_3 + 3,1M_4 = -131,620 \dots \dots \dots (4)$

Pour $n=4$ $3,1M_3 + 12,8M_4 + 3,3M_5 = -131,620 \dots \dots \dots (5)$

Pour $n=5$ $53,3 M_4 + 12,8 M_5 + 3,1M_6 = -131,620 \dots \dots \dots (6)$

Pour $n=6$ $63,1 M_5 + 15 M_6 + 4,4M_7 = -230,237 \dots \dots \dots (7)$

Pour $n=7$ $74,4 M_6 + 8,8M_7 = -170,580 \dots \dots \dots (8)$

La résolution du système nous donne :

$$M_0 = -4,3 \text{ KN.ml} \quad M_1 = -11,12 \text{ KN.ml} \quad M_2 = -5,01 \text{ KN.ml}$$

$$M_3 = -5,01 \text{ KN.ml} \quad M_4 = -5,01 \text{ KN.ml} \quad M_5 = -5,01 \text{ KN.ml}$$

$$M_6 = -11,12 \text{ KN.ml} \quad M_7 = -4,3 \text{ KN.ml}$$

Par symétrie nous avons :

$$M_0 = M_7; \quad M_1 = M_6; \quad M_2 = M_5; \quad M_3 = M_4$$

c) Calcul des moments en travée:

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

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

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

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Travées	L (m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M _{t(x)} (KN.m)
0-1	4,4	8,01	-2,9	-11,12	1,88	8,41
1-2	3,1	8,01	-11,12	-5,01	1,79	1,20
2-3	3,3	8,01	-5,01	-5,01	1,65	3,10
3-4	3,1	8,01	-5,01	-5,01	1,55	2,80
4-5	3,3	8,01	-5,01	-5,01	1,65	3,10
5-6	3,1	8,01	-5,26	-11,12	1,79	1,20
6-7	4,4	8,01	-11,12	-2,9	1,88	8,41

Tableau III.2.1 : Calcul des moments en travées.

Remarque:

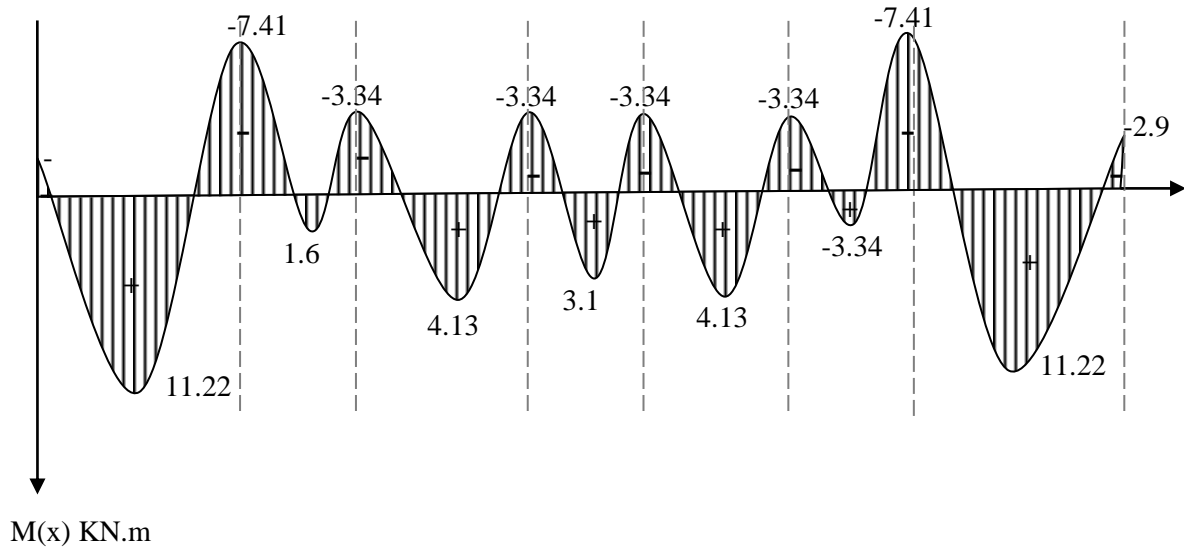
Les moments calculés par la méthode des trois moments correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis:**On aura aux appuis les résultats suivants:**

$$\begin{array}{llll} M_0 = -2,9 \text{ KN.m} & M_1 = -7,41 \text{ KN.m} & M_2 = -3,34 \text{ KN.m} & M_3 = -3,34 \text{ KN.m} \\ M_4 = -3,34 \text{ KN.m} & M_5 = -3,34 \text{ KN.m} & M_6 = -7,41 \text{ KN.m} & M_7 = -2,9 \text{ KN.m} \end{array}$$

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

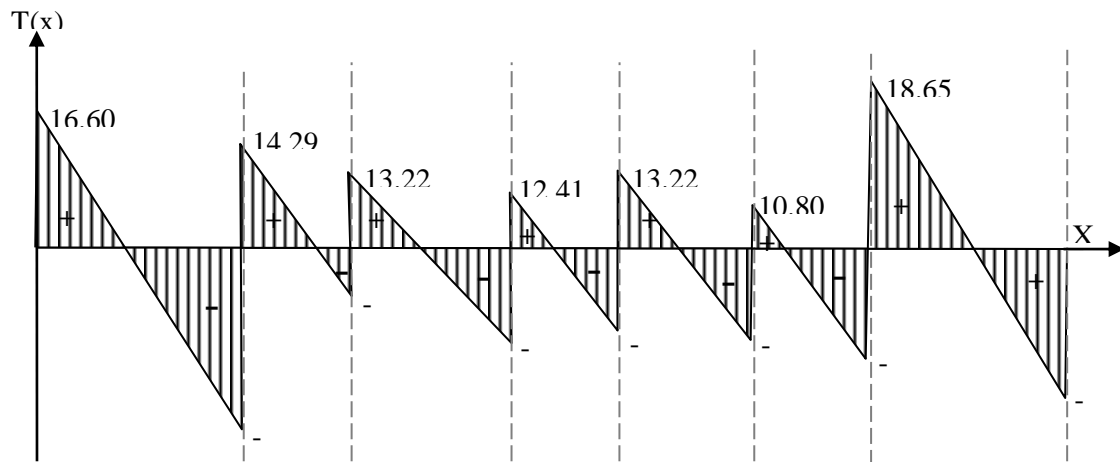
$$\begin{array}{llll} M_{t1} = 11,22 \text{ KN.m} & M_{t2} = 1,6 \text{ KN.m} & M_{t3} = 4,13 \text{ KN.m} & M_{t4} = 3,1 \text{ KN.m} \\ M_{t5} = 4,13 \text{ KN.m} & M_{t6} = 1,6 \text{ KN.m} & M_{t7} = 11,22 \text{ KN.m} & \end{array}$$

Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**Figure III.2.7:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**d) Calcul des efforts tranchants:**

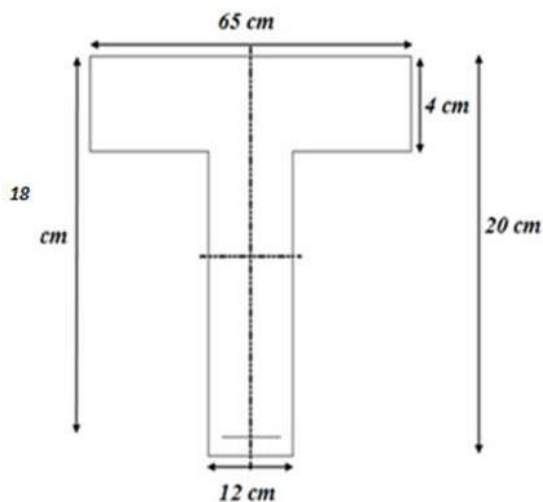
$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	V(x)(KN)	
					$x = 0$	$x = L$
0-1	4,4	8,01	-2,9	-7,41	16,60	-18,65
1-2	3,1	8,01	-7,41	-1,6	14,29	-10,53
2-3	3,3	8,01	-3,34	-3,34	13,22	-13,22
3-4	3,1	8,01	-3,34	-3,34	12,41	-12,41
4-5	3,3	8,01	-3,34	-3,34	13,22	-13,22
5-6	3,1	8,01	-3,34	-3,34	10,53	-14,29
6-7	4,4	8,01	-7,41	-2,9	18,65	-16,60

Tableau III.2.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.**Figure III.2.8:** Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.**III.2.4.Ferraillage des poutrelles:**

Les poutrelles seront calculées comme une section en T :



▪ **Position de l'axe neutre:**

- ❖ Si : $M_T > M_0 \implies$ l'axe neutre est dans la nervure.
- ❖ Si : $M_T < M_0 \implies$ l'axe neutre est dans la table de compression.

➤ **Pour le ferraillage on choisit le plancher RDC (on à ici le moment max):**

Calcul de :

$$M_0 = b \times h_0(d - 0,5h_0) f_{bu}$$

$$AN: M_0 = 0,65 \times 0,04(0,18 - 0,5 \times 0,04) 14,2 \times 10^3 = \mathbf{59,07 \text{ KNm}}$$

On a: $M_t^{\max} = 11,22 \text{ KN.m}$

$$M_a^{\max} = -7,41 \text{ KN.m}$$

$$M_T = 11,22 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20)

III.2.4.1. Calcul des armatures:

❖ Calcul des armatures longitudinales:

En travées : $M_t^{\max} = 11,22 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{11,22 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

Tableau
 $\mu_t = 0,038 \implies \beta = 0,981$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,22 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armatures: 3HA10 = 2,35 cm²

Aux appuis: $M_a^{\max} = -7,41 \text{ KN.m}$

$$\mu_A = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,41 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

Tableau
 $\mu_A = 0,025 \implies \beta = 0,988$

$$A_A = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,41 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,20 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature: 2HA10 = 1,57 cm²

❖ Calcul des armatures transversales:

• Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99).

On a:

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec : ϕ_{lmax} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi = \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 10; 12)$$

$$\phi = 5,71 \text{ mm} \text{ On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

✓ On opte pour une section d'armature: 2HA8 $A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\phi 8$

III.2.5.Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale(BAEL91/Art B.4.2.1):

Calcul de la section minimale:

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c}$

• En travée:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99):

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $T_{max} = 18,65 \text{ KN}$ T_{max}

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{18,65 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).}$$

c) **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres(Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

AN: $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec: Ψ_s : Coefficient descellement
1.5 Pour les Haute adhérence

$\Psi_s = 1$

Pour les ronds lisses

Avec : $\sum u_i$: somme de périmètres utiles de barres.

AN:

• **En travée:**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{94,2 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,65 \times 10^3}{0,9 \times 94,2 \times 180} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis:**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{62,8 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,65 \times 10^3}{0,9 \times 62,8 \times 180} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'ya pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) **Espacement entre cadre (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99):**

$$St \leq \min (0,9d \text{ , } 40\text{cm}) = \min (16,2 \text{ , } 40) = 16,2\text{cm}$$

On prend : $St = \mathbf{16 \text{ cm}}$

e) **Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99):**

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

AN:

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

✓ on prend : $l_s = 15 \text{ cm}$

f) **Influence de l'effort tranchant:**■ **Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):**

$$\text{On doit vérifier que: } A_{st} \geq A_{min} = (T_u^{max} - \frac{M_{max}}{0,9d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{min} = (18,65 - \frac{7,41}{0,9 \times 0,18}) \times \frac{1,15}{400} = -0,08 \text{ cm}^2$$

✓ $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = -0,08 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée, Les armatures calculées
Sont suffisants.

■ **Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313):**

$$\text{On doit vérifier que: } \frac{2T_{max}}{0,9b_0d} < \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$T \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ KN} .$$

✓ $T_{max} = 18,65 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.6.Calcul à L'ELS:**❖ Combinaison des charges:**

$$q_s = G + Q = 3,406 + 2,275 = 5,68 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{On a } q_u = 8,01 \text{ KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5,68}{8,01} = 0,71$$

❖ Calcul des moments fléchissant:**■ Les moments aux appuis:**

$$M_0 = -2,9 \times 0,71 = -2,06 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -7,41 \times 0,71 = -5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -3,34 \times 0,71 = -2,37 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3,34 \times 0,71 = -2,37 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3,34 \times 0,71 = -2,37 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -3,34 \times 0,71 = -2,37 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -7,41 \times 0,71 = -5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -2,9 \times 0,71 = -2,06 \text{ KN.m}$$

■ Les moments en travées:

$$M_{t_{0-1}} = 11,22 \times 0,71 = 7,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{1-2}} = 1,60 \times 0,71 = 1,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{2-3}} = 4,13 \times 0,71 = 2,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{3-4}} = 3,1 \times 0,71 = 2,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{4-5}} = 4,13 \times 0,71 = 2,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5-6} = 1,60 \times 0,71 = \mathbf{1,14 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t6-7} = 11,22 \times 0,71 = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$$

Diagramme des moments fléchissant à l'EUS :

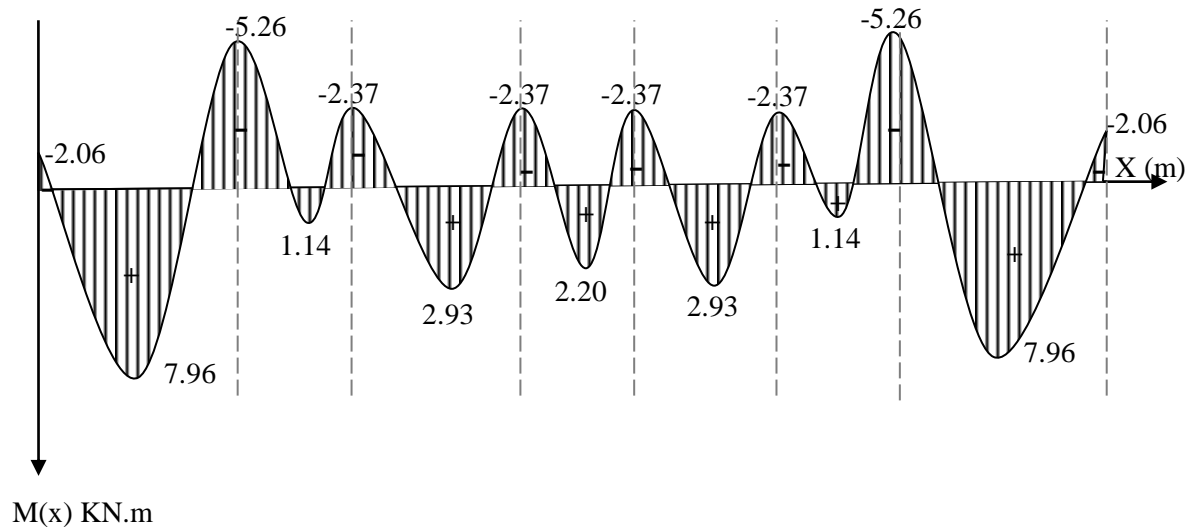


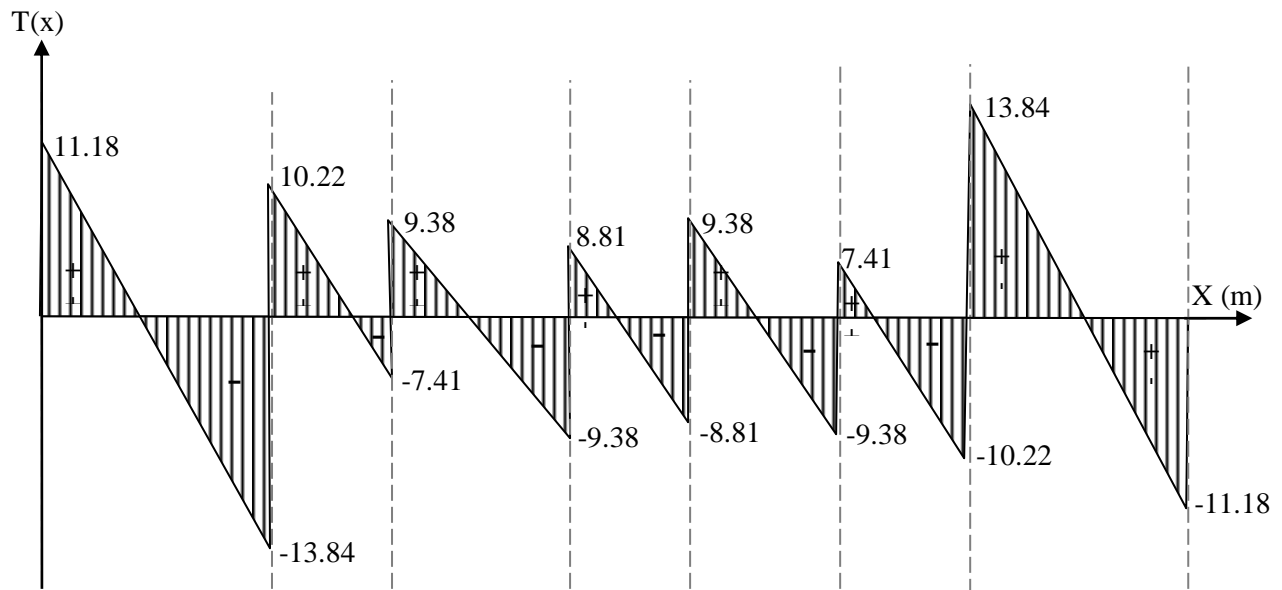
Figure III.2.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

❖ **Calcul des efforts tranchants**

$$V_s = V_u \times 0,71$$

Travées	L (m)	q_s (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V_x \text{ (KN)}$	
					$x = 0$	$x = L$
1-2	4,4	5,68	-2,06	-7,90	11,18	-13,84
2-3	3,1	5,68	-5,26	-3,56	10,22	-7,41
3-4	3,3	5,68	-2,37	-3,56	9,38	-9,38
4-5	3,1	5,68	-2,37	-3,56	8,81	-8,81
5-6	3,3	5,68	-2,37	-3,56	9,38	-9,38
6-7	3,1	5,68	-2,37	-7,90	7,41	-10,22
7-8	4,4	5,68	-5,26	-2,06	13,84	-11,18

Tableau III.2.3: Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Diagramme des efforts tranchant à l'ELS :**Figure III.2.10:** Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.**III.2.7.Vérification à l'ELS:****a) Vérification des contraintes:****❖ Vérification de la contrainte dans les aciers:**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

■ Aux appuis:

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

Avec : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$; $M_a^{\max} = 5,26 \text{ KN.m}$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

Par interpolation à partir des tableaux (l'ELS) :

$$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25.50$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{5,26 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 212,48 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\checkmark \quad \sigma_{st} = 212,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

■ **En travée:**

On a: $\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{A_a \times \beta_1 \times d}$

Avec: $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$; $M_t^{\max} = 7,96 \text{ KN.m}$

β_1 Est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$

Par interpolation à partir des tableaux (l'ELS) :

$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K_1 = 19,80$

$$\sigma_{st} = \frac{7,96 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 219,84 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 219,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton:**

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

■ **Aux appuis:**

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

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,32} = 0,039$

$\sigma_{bc} = 0,039 \times 212,48 = 8,29 \text{ MPa.}$

✓ $\sigma_{bc} = 8,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

■ **En travée:**

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

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = 0,051$

$\sigma_{bc} = 0,051 \times 219,84 = 11,21 \text{ MPa.}$

✓ $\sigma_{bc} = 11,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

b) Etat limite d'ouverture des fissures:

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

c) Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée99).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \dots\dots(2) \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e} \dots\dots(3) \end{array} \right.$$

AN:

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition}_- \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{7,96}{15 \times 13,75} = 0,038 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 = \frac{4,2}{F_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \longrightarrow \text{Condition}_- \text{vérifiée.}$$

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

III.2.8. Schéma de Ferrailage de la poutrelle:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le, ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

- **Armatures longitudinales**

En travées : 3HA10

Aux appuis : 2HA10

- **Armatures transversales : 2Etrier enHA8**

- **treillis soudé: TS Ø5 – 150 *150**

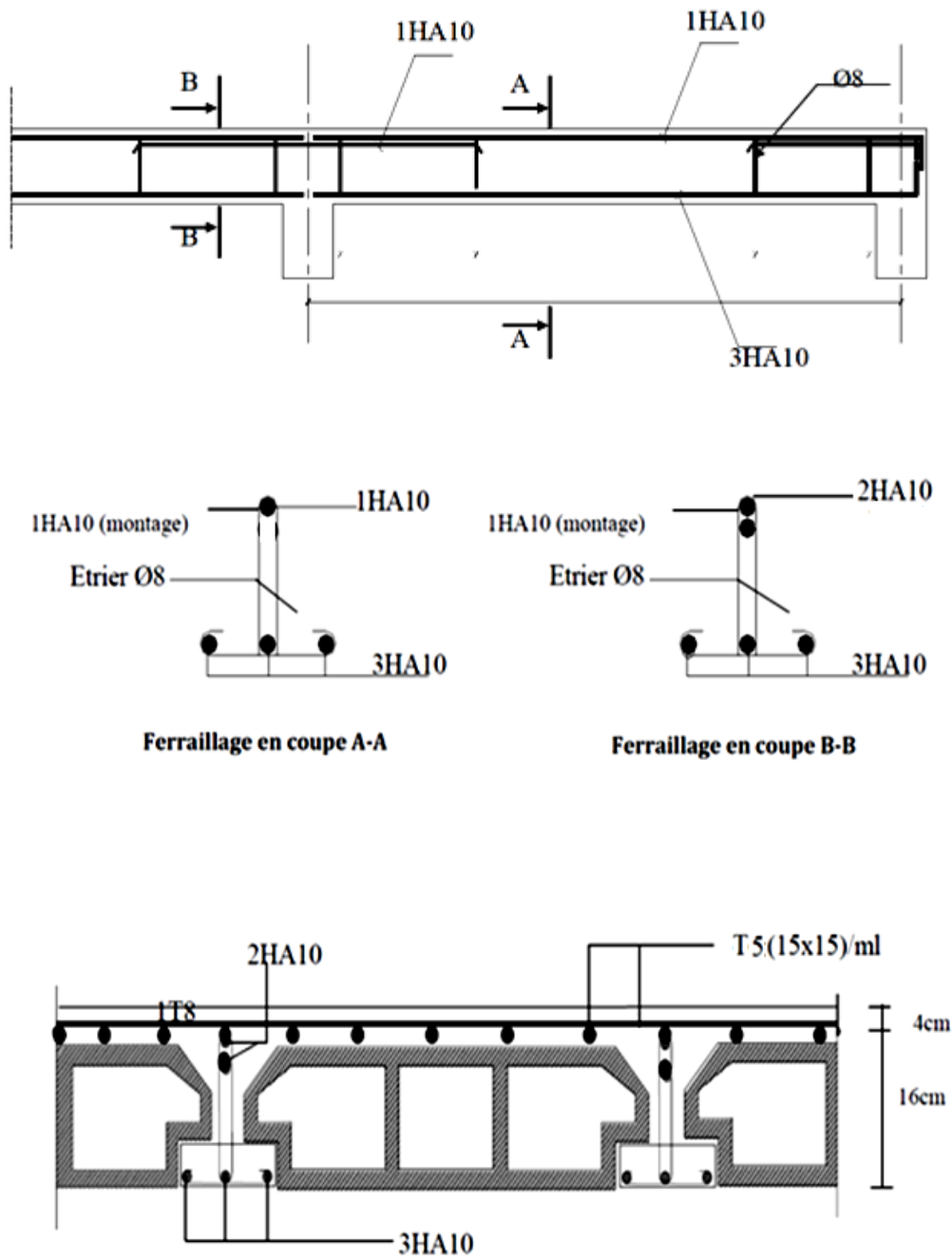


Figure III.2.11: Schéma de Ferrailage de la poutrelle.

III.3.calcul d'escaliers :**III.3.1.Définition:**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

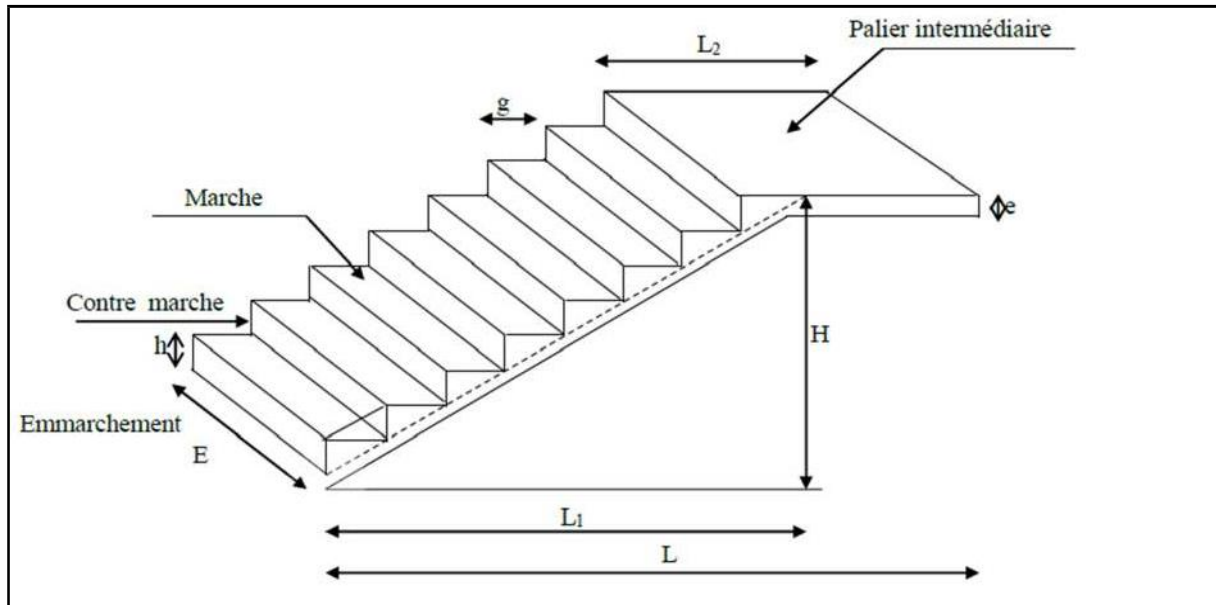


Figure III.3.1 : Schéma des escaliers droits

➤ **Caractéristiques dimensionnelles**

Marche: c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur g (giron)

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : n : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Contremarche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

L'embranchement: représente la largeur (E) de la l'escalier.

Maison individuelle : $E \geq 80 \text{ cm}$

Bâtiment collectif : $E \geq 120 \text{ cm}$

Palier intermédiaire ou de repos L_p :

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$

Paillasse :

dalle inclinée supportant les marches.

La Volée :

C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.

(Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

Reculement (L) :

Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.

Revêtement de l'escalier : Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol...

III.3.2. Pré dimensionnement de l'escalier:

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

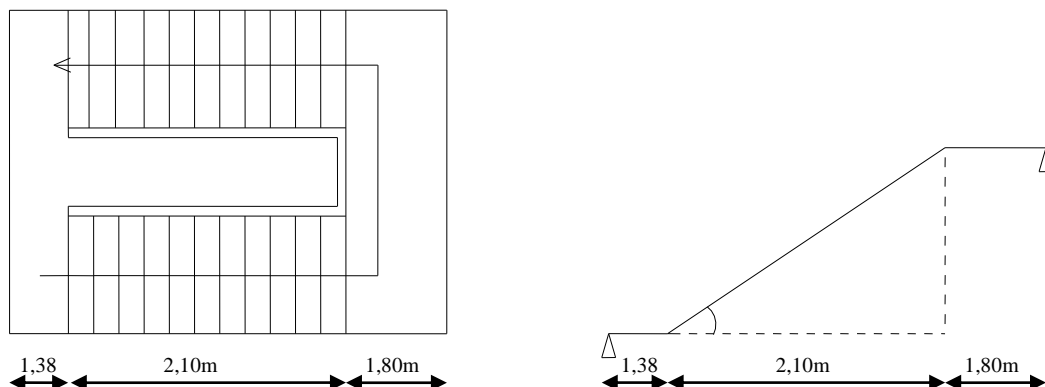


Figure III.3.2 : vue en plan et Le schéma statique de l'escalier

On prend en compte ce qui suit :

- h : est le plus courant $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- g : est le plus courant $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$
- On prend : $h = 17\text{cm}$
- Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$
- Le nombre de marches : $m = n - 1$

a). Nombre de contre marche:

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{153}{17} = 9$ $n = 9$ contre marches

b). Nombre de marches:

Le nombre de marches pris égale à : $m=9-1=8$ $m = 8 \text{ marches}$

$$\text{On prend : } g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{210}{9-1} = 26.25 \text{ cm} \Rightarrow g = 27 \text{ cm}$$

- **Vérification des lois de BLONDEL:**

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

$$59 \text{ cm} \leq 27 + 2 \times 17 = 61 \leq 66 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

c). L'épaisseur de la paillasse et du palier:

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

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

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier ($L_0 = L' + L_2 + L_3$)

Angle d'inclinaison:

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{210} = 0.728 \Rightarrow \alpha = 36,05^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{210}{0.81} = 259.26 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L_0 = 259.26 + 180 + 138 = 439,26 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{439.26}{30} \leq e_p \leq \frac{439.26}{20} \Rightarrow 19.24 \text{ cm} \leq e_p \leq 28.86 \text{ cm}$$

on prend $e_p = 25 \text{ cm}$

III.3.3.Détermination des sollicitations de calcul:

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

➤ **les charges permanentes:**• **La volée:**

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0.17/2	25	2,13
Garde corps	/	/	0,20
Paillasse	0,20/cos36.05	25	6.18
G_{total}=10.03KN/m²			

Tableau III.3.1 : charges permanentes de la volée

• **Le palier:**

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en béton	0,20	25	5.00
G_{total} = 6.52/m²			

Tableau III.3.2 : charges permanentes du palier.

➤ **les charges d'exploitation:**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

III.3.4 Calcul à l'ELU:**➤ Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Palier : } q_{pl} = (1,35 \times 6,18 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 12,55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_{ps} = (1,35 \times 10,03 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 17,30 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieure : } P_{um} = 1,35 \times 2,40 \times 2,86 \times 1\text{m} = 9,27 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes:

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de RDM.

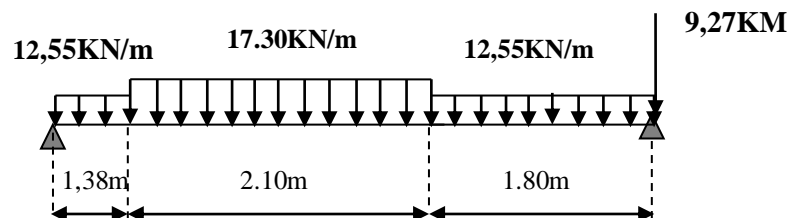


Figure III.3.3: Schéma de chargement à l'ELU.

• Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,55 \times 1,38) + (17,30 \times 2,10) + (12,55 \times 1,80) + 9,27 = 85,51 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,28 = (12,55 \times 1,38 \times 0,69) + (17,30 \times 2,10 \times 2,43) + (12,55 \times 1,80 \times 4,38) + (9,27 \times 5,28) = 248,12 \text{ KN.m}$$

$$R_A = 38,51 \text{ KN}$$

$$R_B = 47 \text{ KN}$$

• Efforts tranchants et des moments fléchissant :

Pour tenir compte des semis encastrement aux extrémité, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement

$$\text{Moment entravée: } M_{\text{trav}} = 0,85 \times M_0$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0$$

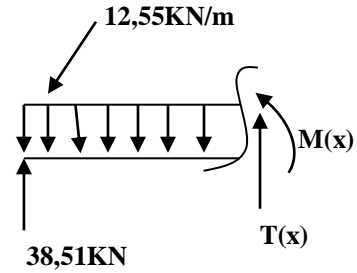
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,38\text{m}$ **a)- Effort tranchant**

$$T(x) + 38,51 - 12,55x = 0$$

$$T(x) = 12,55x - 38,51$$

$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow T(0) = -38,51\text{KN}$$

$$\text{Pour } x=1,38 \Rightarrow T(1,38) = -21,19\text{KN}$$

**b)-Le moment fléchissant :**

$$M(x) - 38,51x + 12,55 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 38,51x - 12,55 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KNm}$$

$$\text{Pour } x=1,38 \Rightarrow M(1,38) = 41,19\text{KN.m}$$

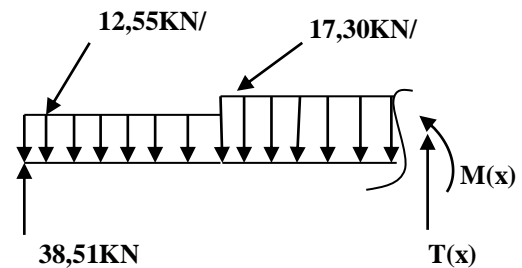
2^{ème} tronçon : $1,38 \leq x \leq 3,48 \text{ m}$ **a)- Effort tranchant:**

$$T(x) + 38,51 - 12,55(1,38) - 17,30(x - 1,38) = 0$$

$$T(x) = 12,55(1,38) + 17,30(x - 1,38) - 38,51$$

$$\text{Pour } x=1,38 \Rightarrow T(1,38) = -21,19\text{KN}$$

$$\text{Pour } x=3,48 \Rightarrow T(3,48) = 15,14\text{KN}$$

**b) Le moment fléchissant :**

$$M(x) - 38,51x + 12,55 \times 1,38 \left(x - \frac{1,38}{2} \right) + \frac{17,30(x - 1,38)^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 38,51x - 12,55 \times 1,38 \left(x - \frac{1,38}{2} \right) - \frac{17,30(x - 1,38)^2}{2}$$

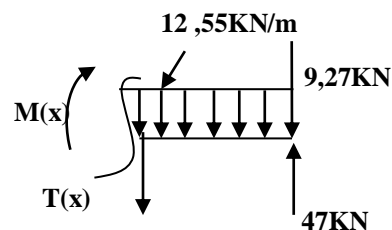
$$\text{Pour } x=1,38 \Rightarrow M(1,38) = 41,19\text{KNm}$$

$$\text{Pour } x=3,48 \Rightarrow M(3,48) = 47,55\text{KN.m}$$

Le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,80 \text{ m}$ **a)- Effort tranchant:**

$$T(x) - 47 + 12,55(x) + 9,27 = 0$$

$$T(x) = 47 - 12,55(x) - 9,27$$



Pour $x=0 \Rightarrow T(0) = 37,73\text{KN}$

Pour $x=1,80 \Rightarrow T(1,80) = 15,14\text{KN}$

b) Le moment fléchissant :

$$M(x) - 47x + 12,55 \frac{x^2}{2} + 9,27x = 0$$

$$M(x) = 47x - 12,55 \frac{x^2}{2} - 9,27x$$

Pour $x=0 \Rightarrow M(0) = 0\text{KNm}$

Pour $x=1,80 \Rightarrow M(1,80) = 47,59\text{KN.m}$

• **Moment maximum :**

Calcul de la valeur de x pour laquelle :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 12,55(1,38) + 17,30(x - 1,38) - 38,51 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,60\text{m}$$

$$M_z(2,60\text{m}) = 54,18\text{KN.m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 54,18\text{KN.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,60\text{m}$ d'où $M^{\max} = 54,18\text{KN.m}$.

z

Alors :

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0,3M^{\max} = -0,3 \times 54,18 = -16,25\text{KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M^{\max} = 0,85 \times 54,18 = 46,05 \text{KN.m}$

• **Diagramme des sollicitations à L'ELU:**

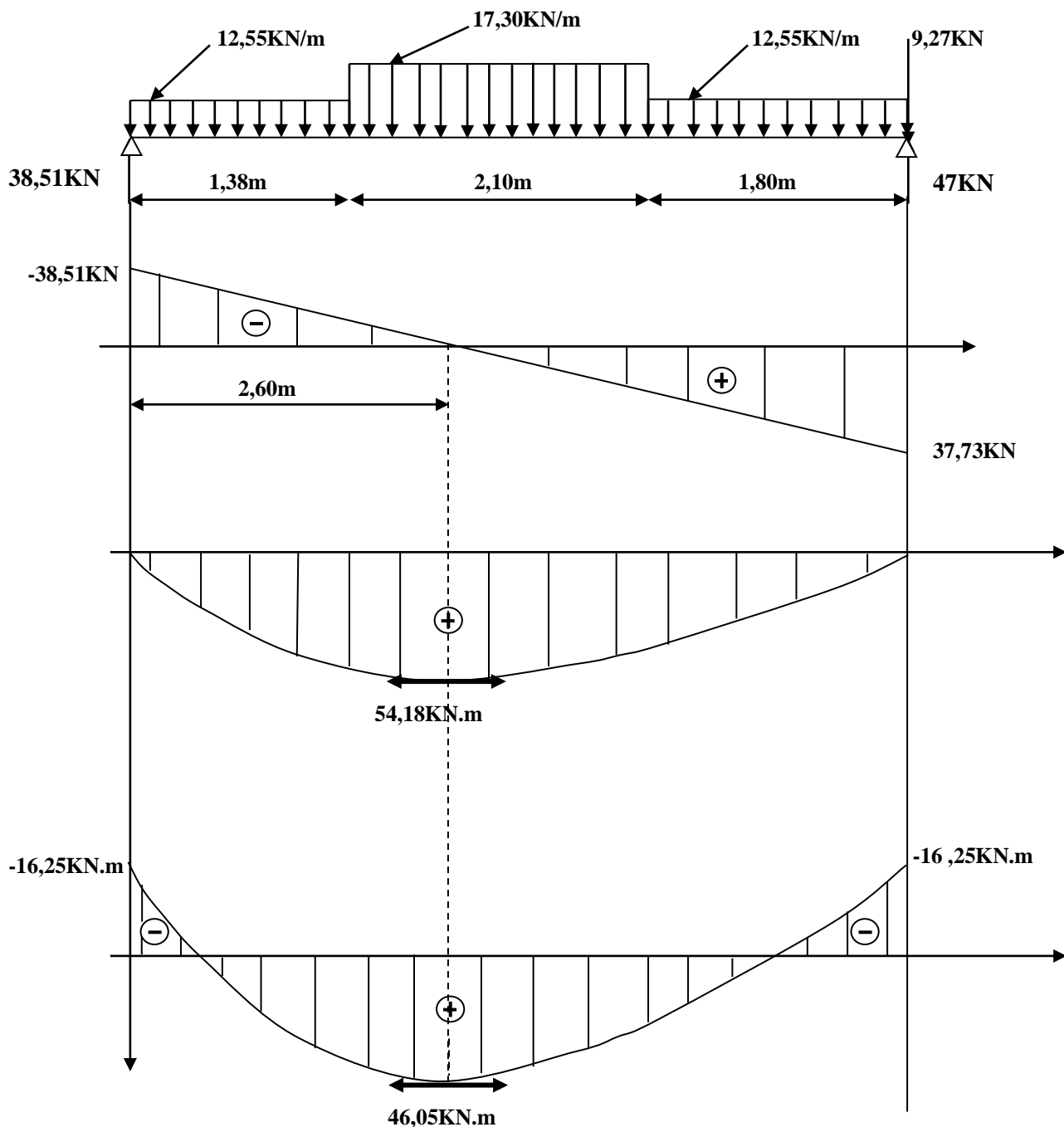


Figure III.3.4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU

III.3.5. Calcul des armatures à l'ELU:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques sont : $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$

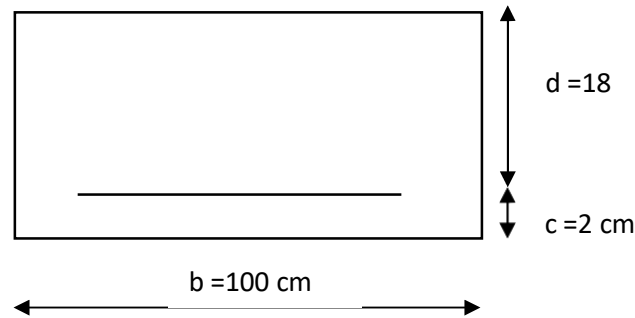


Figure III.3.5: une section rectangulaire d'une bande de 1 m

- **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$M_u^t = 16,25 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46,05 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0979 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0979 \quad \beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{45,05 \times 10^6}{0,948 \times 180 \times 348} = 758,63 \text{ mm}^2 = 7,58 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA 14 = 7,69 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA10 = 3,93 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis:**

- **Armatures principales :**

$$M_u^a = 16,25 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,25 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0353 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0353 \quad \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{15,02 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 348} = 244,17 \text{ mm}^2 = 2,44 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA 10 = 3,92 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3.93 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.6.Vérifications à l'E.L.U :**1) Espacement des armatures:**

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

Armatures principales : $\longrightarrow St < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

Travée : $st = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Appuis : $st = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Armatures de répartition : $\longrightarrow St < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

Travée : $st = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Appuis : $st = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$

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

Aux appuis : $A_{st} = 3,93\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,77\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$

En travée : $A_{st} = 7,69\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,77\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1):

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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

Il suffit de vérifier la section la plus sollicitée. Dans notre cas $T_{\max} = 38,51\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{38,51 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,21\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3):

On doit vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u} = \frac{38.51 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 14 \times 3,14 \times 5} = 1,081 \text{ MPa} \quad \sum u : \text{Périmètre utile des aciers.}$$

$$\tau_{se} = 1,081 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1):

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi.f_e}{4.\bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit $l_s = 49 \text{ cm}$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.l_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0,4 l_s = 19,6 \text{ cm}$, donc on prend: **$L_c = 20 \text{ cm}$**

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton:

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 38.21 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7.Calcul à l'E.L.S:**➤ Combinaison de charges:**

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

$$\text{Palier: } q_{pl} = (6,52+2,5) \times 1\text{m} = 9,02 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée: } q_{ps} = (10,03+2,5) \times 1\text{m} = 12,53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieure : } p_{sm} = (2,40 \times 2,86) \times 1\text{m} = 6,86 \text{ KN}$$

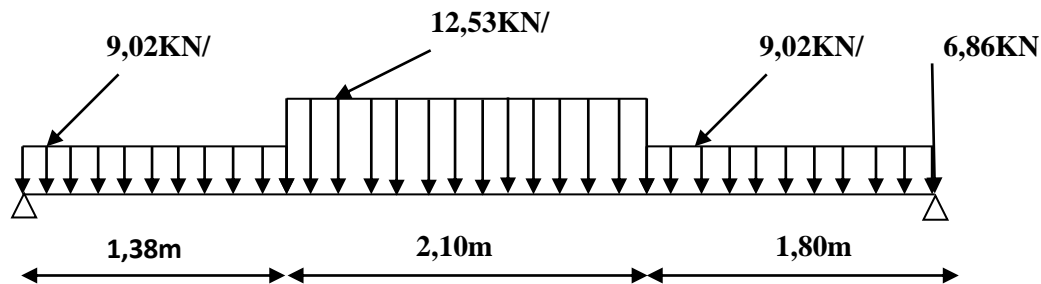


Figure III.3.6: Schéma de chargement à l'ELS.

• Réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B + R_C = (9,02 \times 1,38) + (12,53 \times 2,10) + (9,02 \times 1,80) + 6,86 = 61,85 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,48 + R_C \times 5,28 = (9,02 \times 1,38 \times 0,69) + (12,53 \times 2,10 \times 2,43) + (9,02 \times 1,80 \times 4,38) + (6,86 \times 5,28) = 179,86 \text{ KN.m}$$

$$R_A = 27,79 \text{ KN}$$

$$R_B = 34,06 \text{ KN}$$

• Efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,38\text{m}$

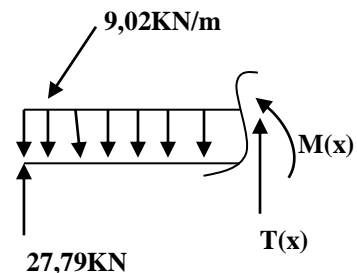
a)- Effort tranchant

$$T(x) + 27,79 - 9,02x = 0$$

$$T(x) = 9,02x - 27,79$$

$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow T(0) = -27,79 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1,38 \Rightarrow T(1,38) = -15,34 \text{ KN}$$



b)-Le moment fléchissant :

$$M(x) - 27,79x + 9,02 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 27,79x - 9,02 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KNm}$

Pour $x=1,38 \Rightarrow M(1,38) = 29,78 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1,38 \leq x \leq 3,48 \text{ m}$ **a)- Effort tranchant:**

$$T(x) + 27,79 - 9,02 \times (1,38) - 12,53 \times (x - 1,38) = 0$$

$$T(x) = 9,02 \times (1,38) + 12,53 (x - 1,38) - 27,79$$

Pour $x=1,38 \Rightarrow T(1,38) = -15,34 \text{ KN}$

Pour $x=3,48 \Rightarrow T(3,48) = 10,97 \text{ KN}$

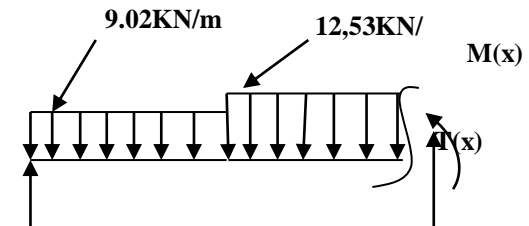
b) Le moment fléchissant :

$$M(x) - 27,79x + 9,02 \times 1,38 \times \left(x - \frac{1,38}{2}\right) + \frac{12,53(x-1,38)^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 27,79x - 9,02 \times 1,38 \times \left(x - \frac{1,38}{2}\right) - \frac{12,53(x-1,38)^2}{2}$$

Pour $x=1,38 \Rightarrow M(1,38) = 29,77 \text{ KNm}$

Pour $x=3,48 \Rightarrow M(3,48) = 34,72 \text{ KN.m}$

**Le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,80 \text{ m}$** **a)- Effort tranchant:**

$$T(x) - 34,06 + 9,02 (x) + 6,86 = 0$$

$$T(x) = 34,06 - 9,02 (x) - 6,86$$

Pour $x=0 \Rightarrow T(0) = 27,97 \text{ KN}$

Pour $x=1,80 \Rightarrow T(1,80) = 10,96 \text{ KN}$

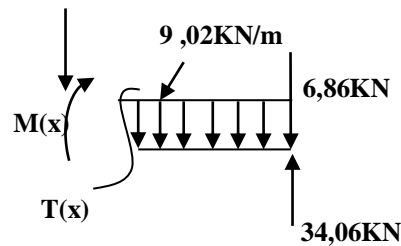
b) Le moment fléchissant :

$$M(x) - 34,06x + 9,02 \frac{x^2}{2} + 6,86x = 0$$

$$M(x) = 34,06x - 9,02 \frac{x^2}{2} - 6,86x$$

Pour $x=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1,80 \Rightarrow M(1,80) = 34,72 \text{ KN.m}$



- **Moment maximum :**

Calcul de la valeur de x pour laquelle :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow 9,02 \times (1,38) + 12,53 \times (x - 1,38) - 27,79 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,60 \text{ m}$$

$$M_z(2,60 \text{ m}) = 39,16 \text{ KN.m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 39,16 \text{ KN.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,60 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 39,16 \text{ KN.m}$.

Alors :

Les moments de calcul seront comme suite :

$$-M(\text{appuis}) = -0,3 M^{\max} = -0,3 \times 39,16 = -11,75 \text{ KN.m}$$

$$-M_t(\text{travée}) = 0,85 M^{\max} = 0,85 \times 39,16 = 33,28 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme des sollicitations à L'ELS:**

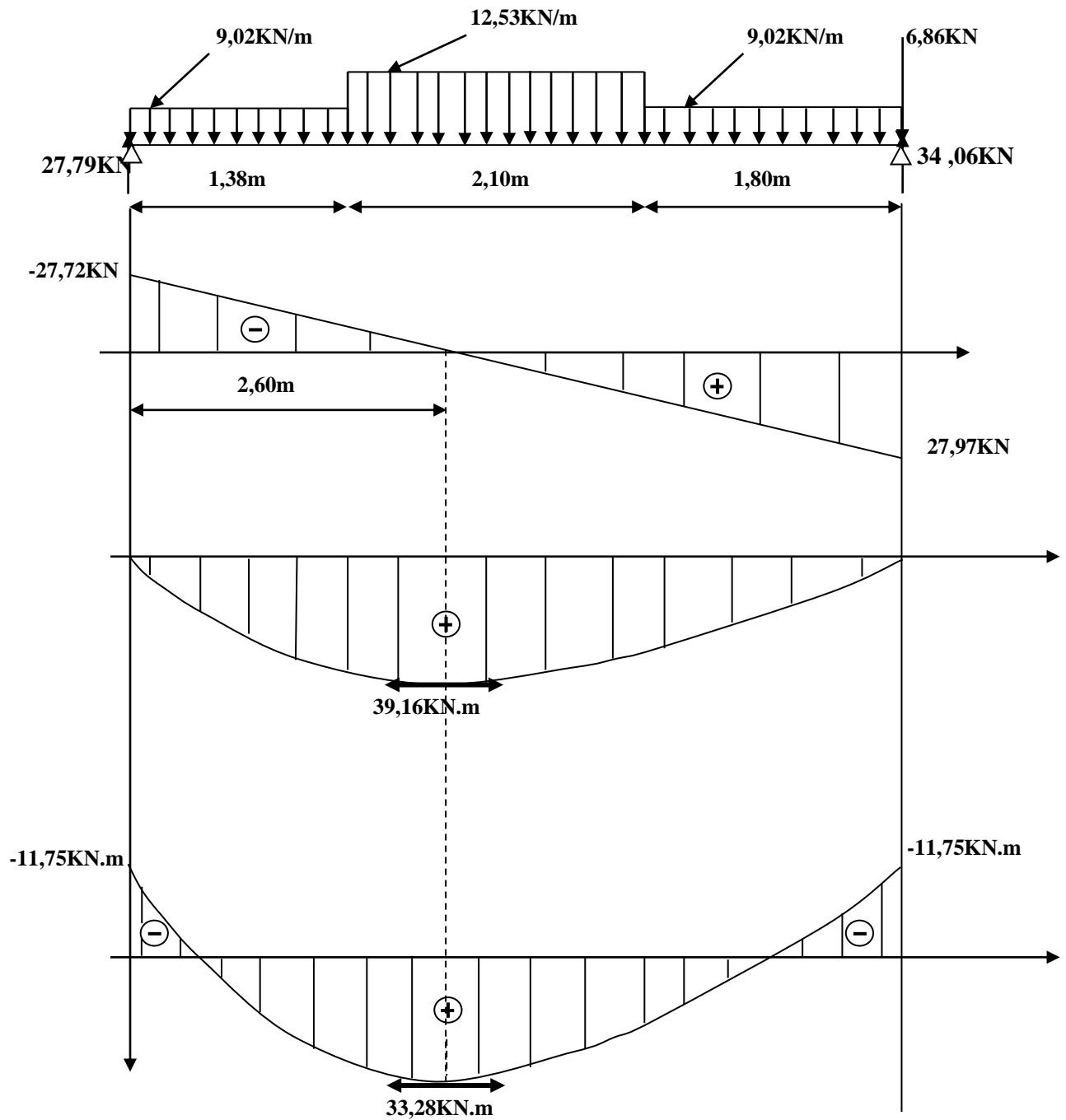


Figure III.3.7: Diagramme des efforts tranchants et du moment fléchissant à L' ELS

III.3.8.Vérification à l'E.L.S:**1) L'état limite d'ouverture des fissurations:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire; alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

2) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2):

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} = k_1 \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$

• **En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 18} = 0,427 \implies K_1 = 35 \text{ et } \beta_1 = 0,900$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{33,28 \times 10^6}{0,9 \times 180 \times 769} = 267,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 267,14 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{267,14}{35} = 7,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Au appui :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,217 \implies K_1 = 51,67 \text{ et } \beta_1 = 0,925$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{11,75 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 392} = 180,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 180,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180,02}{51,67} = 3,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3) Etat limite de déformation:

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

$$\text{On doit vérifier que: } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avech : hauteur totale(20cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4,85 m)

M_t : moment max en travée (M_t = 33,28KN.m)

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

Donc on aura :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{485} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{485} = 0,04 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{33,28}{391,6} = 0,085 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 18} = 0,004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.9.Ferraillage d'escaliers :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes. L'escalier sera ferraillé comme suit :

En travée

Armatures principales: 5HA14 avec un espacement st= 25 cm.

Armatures de répartitions : 5HA10 avec un espacement st= 25 cm.

À l'Appui:

Armatures principales: 5HA10 avec un espacement st= 25 cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10 avec un espacement st= 25 cm.

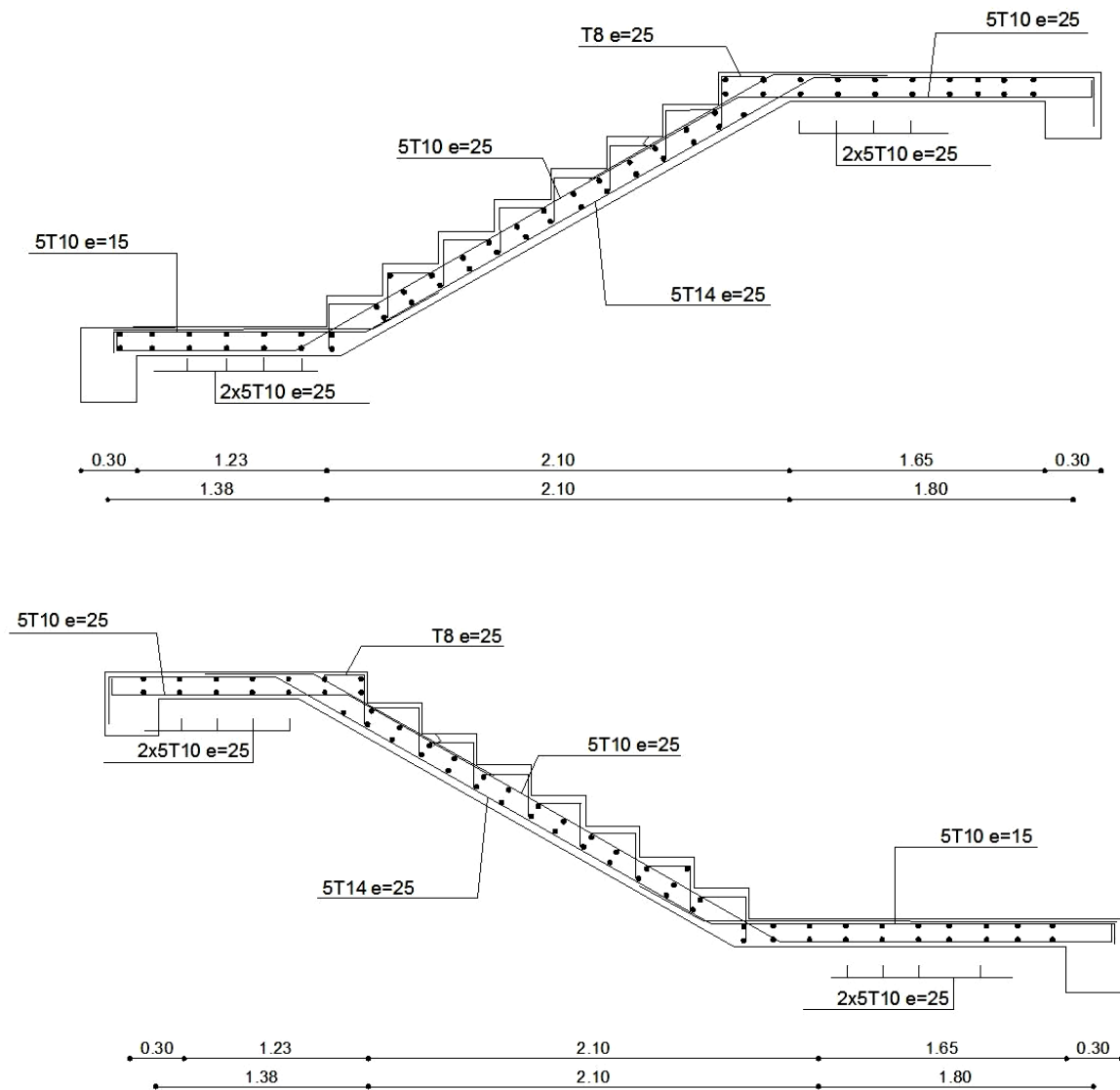


Figure III.3.8 : Schéma de Ferrailage d'escaliers

III.4. la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b x h). qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3.10m, Le calcul se fera en flexion simple.

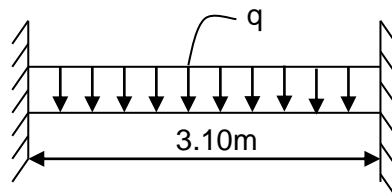


Figure III.4.1:Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1.Pré dimensionnement de la poutre palière :**a- hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

$$L = 310 - 50 = 260 \text{ cm}$$

Avec :

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L = 2.60\text{m} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10} \text{ donc : } 17.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 26 \text{ cm}$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

b- largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où : $12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$ on prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

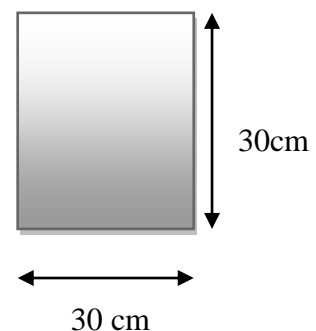


Figure III.4.2 : Les dimensions de la poutre palière

c- Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$$\begin{array}{l}
 h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\
 b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\
 h/b = 1.0 < 4
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.0 < 4 \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.4.2. Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- Poids propre de la poutre $G = 0.30 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_A^u = 38.51$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_A^s = 27.79 \text{ KN}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.4.3. Combinaison de charges:

- **ELU** : $Q_U = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2.25) + 38.51 = 41.55 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $Q_S = G + T_s = 2.25 + 27.79 = 30.04 \text{ kN/ml}$

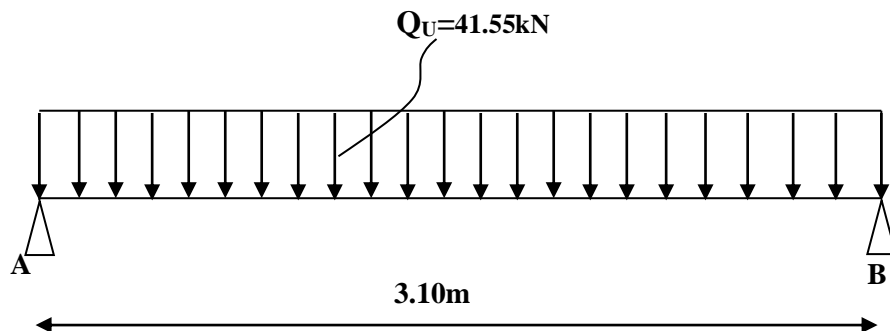
III.4.4. Calcul des efforts internes à L'ELU :

Figure III.4.3: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{qu}{2} \times l = \frac{41.55 \times 3.10}{2} = 64.41 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{qu}{8} \times l^2 = \frac{41.55 \times 3.10^2}{8} = 49.92 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 49.92 = 42.44 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = - 0.3 M_0 = - 0.3 \times 49.92 = - 14.98 \text{ kN.m}$

- **Effort tranchant:**

$$T_y = \frac{qu}{2} \times l = \frac{41.55}{2} \times 3.10 = 64.41 \text{ KN}$$

- **Diagramme des efforts interne à l'ELU:**

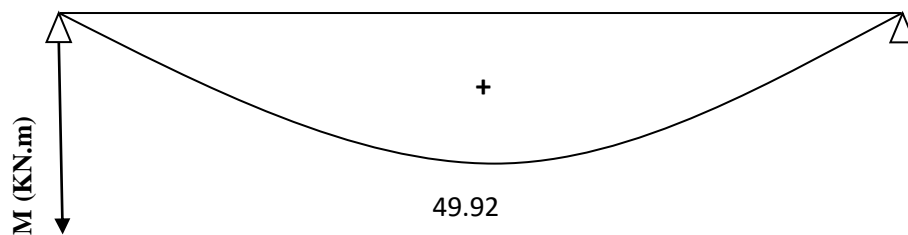


Figure III.4.4: Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

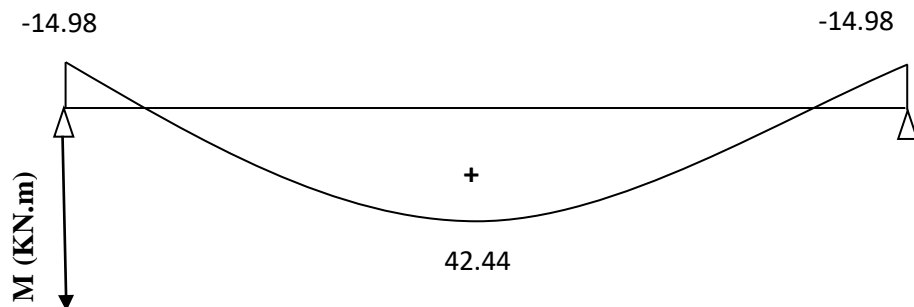


Figure III.4.5 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

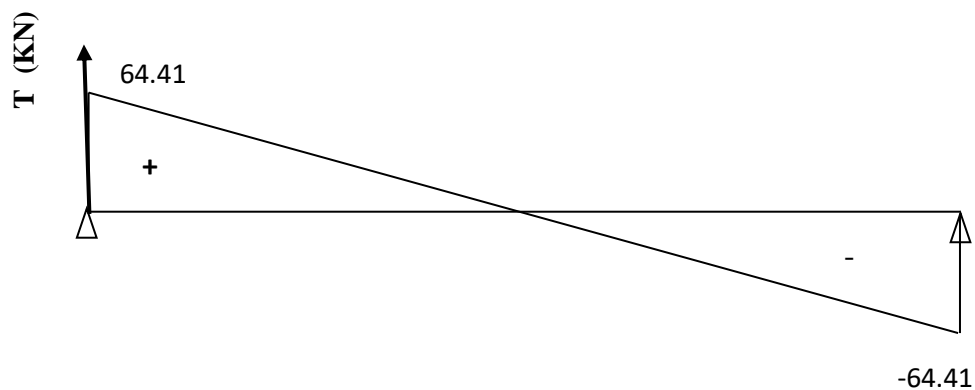


Figure III.4.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III.4.5.Calcul des armatures**▪ Aux appuis :**

Avec:

$$M_a = 14.98 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.98 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\mu_b = 0.048 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.048 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.98 \times 10^3}{0.975 \times 27 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 3.39 cm²

▪ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42.44 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.136$$

$$\mu_b = 0.136 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.136 \Rightarrow \beta = 0.927$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{42.44 \times 10^3}{0.927 \times 27 \times 348} = 4.88 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12+ 2HA12 (chap) = 5.65cm²

III.4.6.Vérification à L'ELU :**a) Exigence du RPA (art 7-5-2/RPA 99 version 2003) :**

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 longitudinaux

$$A_s = 3HA10 + 3HA12 + 2HA12(\text{chap}) = 8\text{cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 8\text{cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.979 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.979 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.979 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1, BAEL91) :

$$T_u^{\max} = 64.41 \text{ KN.}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{64.41 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A-6-1.3/BAEL 91) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{64.41 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 3,14 \times (3 \times 10 + 5 \times 12)} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL 91) :

$\overline{\tau}_{su}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\overline{\tau}_{su} : 0.6 \times \Psi_2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

- **En travée**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

- **Sur appuis**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s.$$

- **Sur appuis** : $L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$

- **En travée** : $L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$

f) Influence de l'effort tranchant :

- **Appuis de rive (Art A.5.1.312/BAEL 91) :**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armatures inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{T_u^{max}}{f_e / \gamma_s} = \frac{64.41 \times 10^3}{348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

• **Sur le béton : (Art A.5.1, 313/BAEL 91) :**

Il faut vérifier cette condition :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec : a: longueur d'appui de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 30 \times 10^{-1} = 486 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 64.41 \text{ KN} \leq 486 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.4; 3\} = 0.85 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

Donc on opte : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi 8$

h) Espacement maximal des armatures transversales (Art A .5.1,22 /BAEL91) :

$$S_t \max \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{24.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} = 24.3 \text{ cm}$$

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ 7.5 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

• **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

i) Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 7-5-2-2 RPA 99) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) pourcentage minimum des armatures transversales Art 5-1,22/BAEL 91 :

Il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_{\min} = 0.4 \times 30 \times 15 / 400 = 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.7.Vérification à L'ELS :**a) combinaison de charge :**

Poids propre de la poutre à l'ELS :

$$G = 2.25 \text{ KN/ml}$$

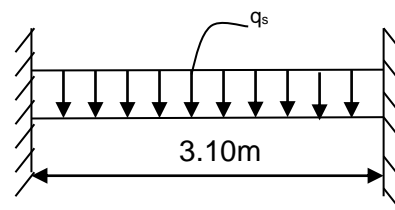


Figure III .4.7 schéma statique à l'ELS.

Réaction de la poutre à l'ELS : 27.79 KN/ml

- **ELS** : $q_s = G + T_s = 2.25 + 27.79 = 30.04 \text{ KN/ml}$

b) calcul des efforts internes :

- **Moment isostatique :**

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{30.04 \times (3.10)^2}{8} = 36.09 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{30.04 \times 3.10}{2} = 46.57 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis** : $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 36.09 = -10.83 \text{ KN.m}$
- **En travée** : $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 36.09 = 30.67 \text{ KN.m}$

• **Diagramme des efforts interne :**

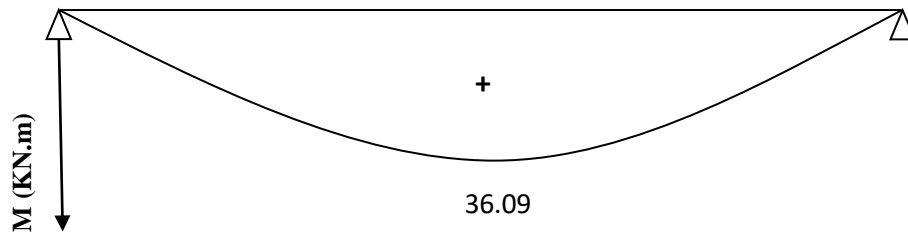


Figure III.4.8: Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

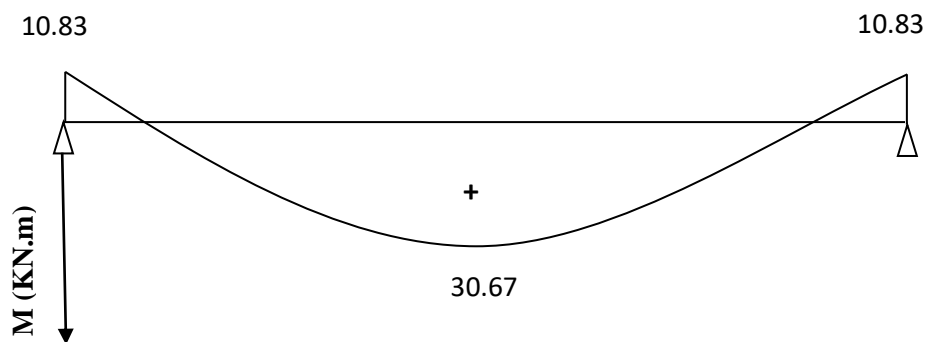


Figure III.4.9: Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

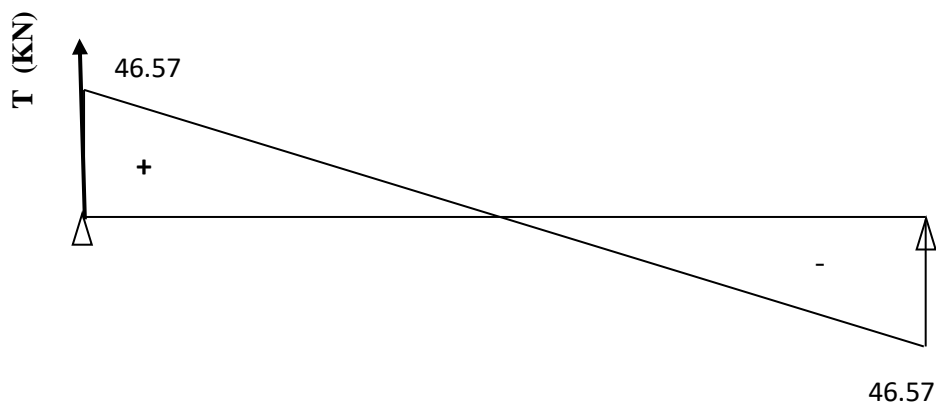


Figure III.4.10: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

c)Etat limite de compression du béton

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

▪ **En travée :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

$$M_s = 30.67 \text{ KN.m}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{30 \times 27} = 0.698$$

$$\rho_1 = 0.698 \rightarrow \beta_1 = 0.878 \rightarrow K_1 = 26.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{30.67 \times 10^3}{0.878 \times 27 \times 5.65} = 228.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{26.04} \times 228.99 = 8.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

$$M_s = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 27} = 0.418$$

$$\rho_1 = 0.418 \rightarrow \beta_1 = 0.901 \rightarrow K_1 = 35.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.83 \times 10^3}{0.901 \times 27 \times 3.39} = 131.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35.5} \times 131.32 = 3.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite d'ouverture des fissures : Art A-5 -3,2/BAEL 9 :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier cet état limite

e) Vérification de la flèche :

Les règles BAEL91 (Art.B.6.8, 424), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} f_e (\text{MPa})$

Avec : h : hauteur de la poutre (30cm).

L : portée entre nus d'appuis (L = 2.60 m).

M_t : moment max en travée (M_t = 30.67KN.m).

M₀ : moment max de la travée isostatique. (M₀ = 36.09KN.m)

A : section des armatures. (5.65cm²)

b : largeur de la section. (b = 30 cm)

d : hauteur utile de la section droite.. (d = h - c = 30 - 3 = 27 cm)

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{260} = 0.12 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.12 \geq \frac{30.67}{15 \times 36.09} = 0.055 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{30 \times 27} = 0.0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.4.7. Ferrailage de la poutre palière :

le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 3HA12 filantes+ 2HA12 (chap) pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

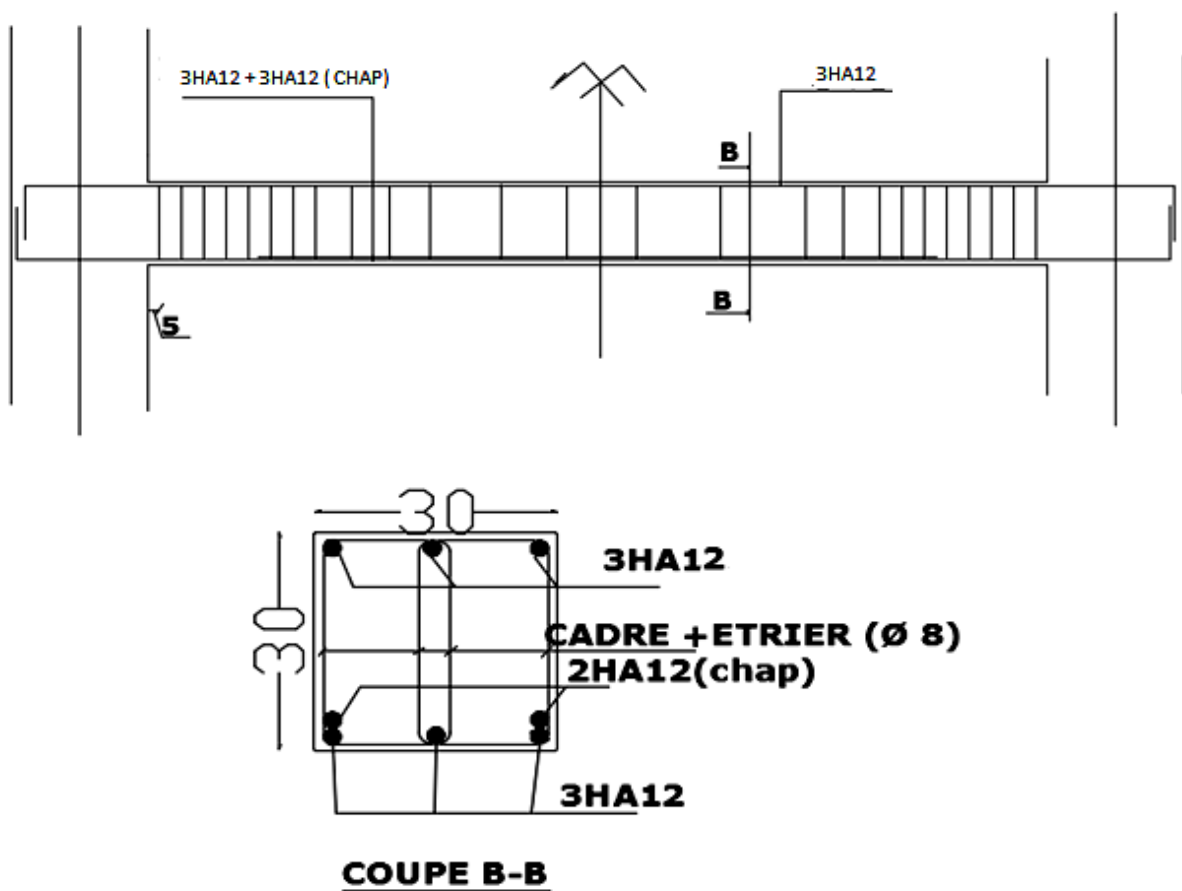


Figure III.4.11 :Schéma de Ferrailage de la poutre palière

III.5.Calcul des balcons:

III.5.1.Introduction:

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >> , au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

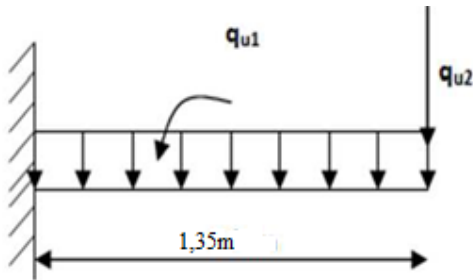


Figure III.5.1: Schéma statique du balcon

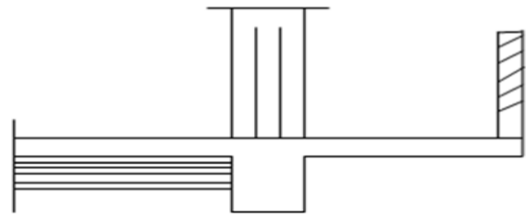


Figure III.5.2: dimensions du balcon.

III.5.2.Dimensionnement du balcon:

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L : La largeur de balcon

$$L = 1.35 \text{ m}$$

$$\frac{L}{10} \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ [cm]}$$

Ce qui donne **e = 15 [cm]**.

III.5.3.Charges et surcharges du balcon:

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon.

a- Charges permanente :

Charge G due à la dalle en béton arme..... **G = 5,51[KN/ml]**.

b- surcharge d'exploitation:

Surcharge d'exploitation..... **Q=3,5 [KN/ml]**.

c- charge concentrée

Poids propre du garde corps..... **g = 1.3 [KN/ml]**.

Charge due à la main courante **q = 1[KN/ml]**.

III.5.4.Calcul à l'état limite ultime(ELU):**III.5.4.1Combinaison de charges:**

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

Pour la dalle : $q_{u1}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5,51 + 1,5 \times 3,5 = 12,69 \text{ [KN/ml]}$;

Garde corps: $q_{u2}=1,35G_1=1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ [KN/ml]}$.

Main courante : $q_{u3} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ [KN/ml]}$.

III.5.4.2 : Calcul du moment :

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,69 \times 1,35^2}{2} + 1,75 \times 1,35 = 13,92 \text{ KN.m}$$

Remarque :

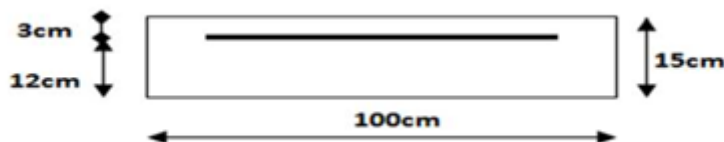
Le moment de la main courante est nul ($M=0$).

III.5.4.3. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_U = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,69 \times 1,35 + 1,75 = 18,88 \text{ KN}$$

III.5.5.Ferraillage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**III.5.5.1.Armatures principales:**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13,92 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,068 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,92 \times 10^6}{0,965 \times 120 \times 348} = 345,45 \text{ mm}^2 = 3,45 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **S_t = 25[cm]**.

III.5.5.2. Armature de répartition:

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

Soit 5HA10=3,93[cm²] avec S_t=25[cm].

III-5.6. Vérification à l'ELU:**III.5.6.1. Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art. 4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc : A_s = 5,56 cm² > A_{min} = 1,45 cm² ⇒ **condition vérifiée.**

III.5.6.2. Vérification au cisaillement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.211)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20}{\gamma b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.20 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.88 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6.3. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 \rightarrow \text{pour les aciers HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.072 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.88 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.072} = 1.165 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.165 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

III.5.6.4. Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 253)

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

Avec :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \quad (\text{Art. A.6.1, 23/BAEL91})$$

$$\text{LS = Max:} \quad \begin{cases} L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_s = 40\varnothing = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{LS} = 48 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est: $l_c = 0.4 \times l_s$ pour les barres HA (fe400 ou 500) (art A.6.1.253 BAEL 99).

Soit la longueur hors du crochet égal a :

$$L_{cr} = 0.4 \text{LS} = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \text{ soit } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

III.5.6.5. Vérification de l'espacement des barres :(BAEL91-modifié99/Art A.5.1, 42)

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St=25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

-Armatures répartitions : $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St=25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

III.5.7. Calcul à l'état limite de service(ELS):

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

III.5.7.1. Combinaison de charges :

$$q = G + Q$$

$$\text{Pour la Dalle: } q_{s1} = 5.51 + 3.5 = 9.01 [\text{KN/ml}].$$

$$\text{Garde-corps: } q_{s2} = 1.3 [\text{KN/ml}].$$

$$\text{Main courante : } q_{s3} = 1 [\text{KN/ml}].$$

III.5.7.2 : Calcul du moment :

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

$$M_s = 9,01 \times \frac{1,35^2}{2} + 1,35 \times 1,35 = 10,03 \text{ KM.m}$$

III.5.8.Vérification à l'ELS:**III.5.8.1 Vérification des contraintes de l'acier:**

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ST}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{ST}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.46$$

Tableau $\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.897 \\ k = 33.54 \end{array} \right.$

$$\sigma_s = \frac{10,03 \times 10^6}{0,897 \times 120 \times 452} = 206,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 206.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.5.8.2.Vérification des contraintes de béton : (BAEL91-modifié99/Art.A.4.5.2)

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bs}}$

$$\overline{\sigma_{bs}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_b = K \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_b = 0,03 \times 206.15 = 6.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bs}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée .}$$

III.5.8.3.Vérification de l'ouverture des fissures:

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

III.5.8.4.Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/ArtB.6.5.2)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.35} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.35} = 0.11 > \frac{5.45}{10 \times 5.45} = 0.1$$

$$\text{Avec : } M_t = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{9.01 \times 1.1^2}{2} = 5.45 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.5.9.Ferraillage des balcons :

Toutes les conditions sont réunies, Les armatures calculées sont :

- **Armatures principales:**
5HA12 avec un espacement $S_t = 25[\text{cm}]$.
- **Armature de répartition:**
5HA10 avec un espacement $S_t = 25[\text{cm}]$.

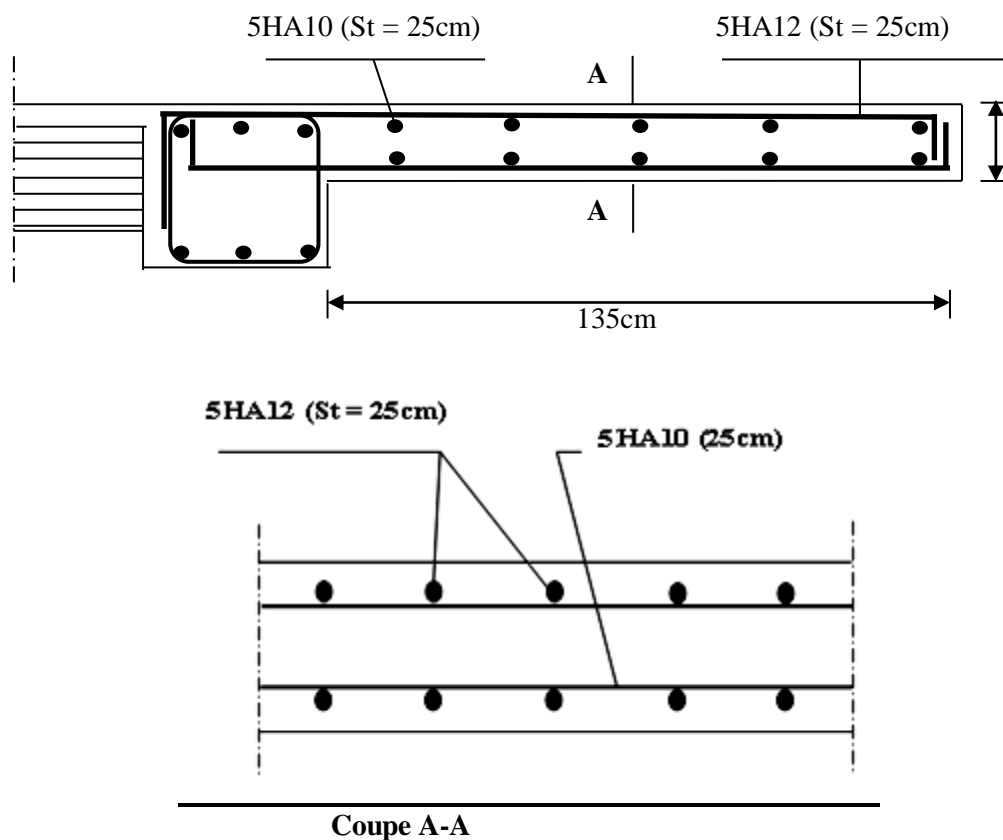


Figure III.5.3 : Schéma de Ferraillage

III.6.La salle machine

III.6.1.Introduction:

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1,65 \times 1,70) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

III.6.2.Calcul de la dalle pleine de la salle machine:

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

III.6.2.1.Pré-dimensionnement:

La dalle n'est pas continue.

- **Hauteur de la dalle:**[RPA99version2003].

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{165}{30} = 5,50 \text{ cm} . \text{ le RPA 2003 exige une hauteur } h_t \geq 12 \text{ cm}$$

- ✓ On optera pour une hauteur $h = 15 \text{ cm}$.

- **Calcul des sollicitations:**

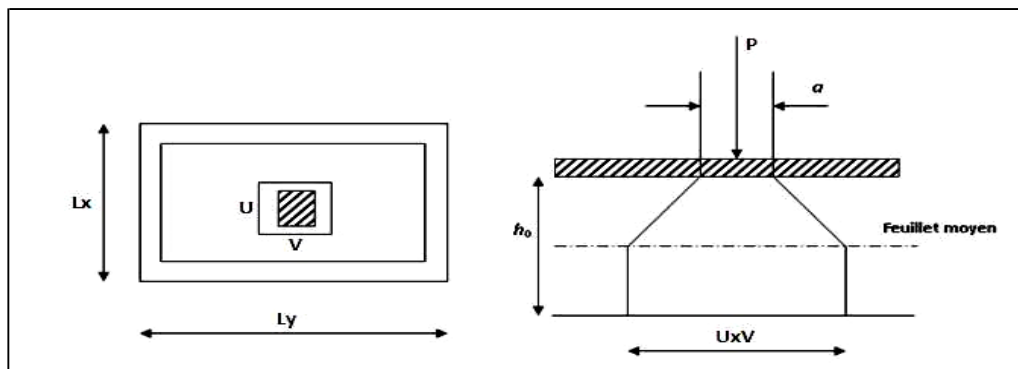


Figure III.6.1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{165}{170} = 0.97 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions.}$$

a) **Moments dus au poids propre:**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_y et μ_x sont donnés en fonction du rapport ρ et du coefficient de Poisson ν

• **Etat limite ultime (ELU) : $\nu=0$**

$$\rho = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0.0393 \text{ et } \mu_y = 0.934$$

Poids de la dalle: $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation: $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$$q_s = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/m}$$

$$M_{sx1} = 0.0393 \times 8.0475 \times 1.65^2 = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.934 \times 0.86 = 0.80 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite de service (ELS) : $\nu=0.2$**

$$\rho = 0.97 \rightarrow \mu_x = 0.0467 \text{ et } \mu_y = 0.954$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0.0467 \times 5.85 \times 1.65^2 = 0.744 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.954 \times 0.744 = 0.727 \text{ KN.m}$$

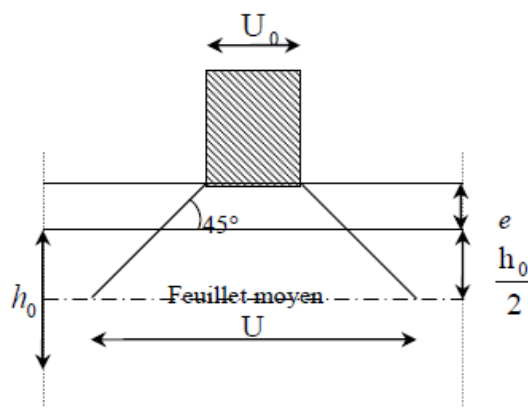


Figure.III.6.2 : Les moments des charges locales

b) **Moments dus à la charge localisée:**

$$M_x = p \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p \cdot (\nu M_1 + M_2)$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaque en fonction de ρ et des rapports

$$\frac{U}{l_x} = \frac{V}{l_y}$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} E.L.U \rightarrow \nu = 0 \\ E.L.U \rightarrow \nu = 0.2 \end{cases}$$

▪ **Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0$$

Avec: Hauteur de la dalle : **$h_0=15\text{cm}$**

Epaisseur du revêtement : **$e=5\text{cm}$**

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans la quelle q est concentrée).

A.N:

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0$$

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,65} = 0,63 \quad \text{et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{1,70} = 0,61$$

Pour déterminer **M1** et **M2** on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

Pour $\rho=1 \rightarrow$ après interpolation: **$M_1=M_2=0,0736$**

• **Etat limite ultime (ELU) : $\nu=0$**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0736 = 8,9424 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0736 = 8,9424 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu=0.2$**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \times (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,0736 + 0,2 \times 0,0736) = 7,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \times (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \times (0,0736 + 0,2 \times 0,0736) = 7,95 \text{ KN.m}$$

- c) **Superposition des moments:**

- **A l'ELU:**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,86 + 8,942 = 9,802 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,80 + 8,942 = 9,742 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,744 + 7,95 = 8,694 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,727 + 7,95 = 8,677 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

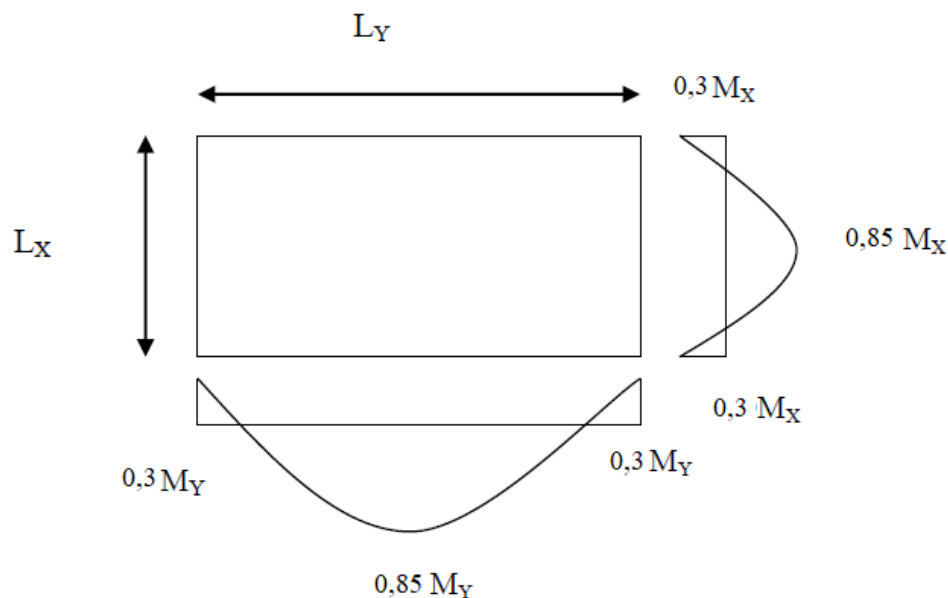


Figure.III.6.3 : Correction des moments

III.6.3.Ferraillage à l'ELU:**➤ Armatures // à X-X :****▪ En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 9,802 = 8,33 \text{ KN.m}$$

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100 \text{ cm}$, $h_0=15 \text{ cm}$. $c=3\text{cm}$. $d = h_0 - c = 15 - 3 = 12\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,33 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,33 \times 10^6}{0,980 \times 120 \times 348} = 203,5 \text{ mm}^2 = 2,035 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 5HA10 $A_{\text{tadopté}} = 3,92 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ Aux appuis:

$$M_x^a = 0,3 \times 9,802 = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,94 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,94 \times 10^6}{0,993 \times 120 \times 348} = 70,89 \text{ mm}^2 = 0,7089 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 5HA10 $A_{\text{tadopté}} = 3,92 \text{ cm}^2$

avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures // à Y-Y :**▪ En travée :**

$$M_y^t = 0,85 \times 9,742 = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,28 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_y'}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,28 \times 10^6}{0,980 \times 120 \times 348} = 202,3 \text{ mm}^2 = 2,023 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 5HA10 $A_{\text{tadopté}} = 3,92 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Aux appuis:**

$$M_y^a = 0,3 \times 9,742 = 2,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,92 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,92 \times 10^6}{0,993 \times 120 \times 348} = 70,41 \text{ mm}^2 = 0,7041 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 5HA10 $A_{\text{tadopté}} = 3,92 \text{ cm}^2$

avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.4 Vérification à L'E.L.U:

▪ **Espacement des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable \longrightarrow L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes:

▪ **Direction principale :**

$$S_t \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\} \rightarrow S_t = 25 < [30\text{cm}; 25\text{cm}] \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Direction secondaire:**

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 25 < [45\text{cm}; 33\text{cm}] \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Diamètre maximale des barres :**

On doit vérifier que: $\phi \leq \phi_{\text{max}} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15$

$$\phi = 10 < \phi_{\text{max}} = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99] :**

• **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour les HA, FeE400 et FeE500.

ρ_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = \rho_0 \frac{3 - \frac{1,65}{1,70}}{2} = 0,000812$$

$$A_{\min} = 0,000812 \times (15 \times 100) = 1,218$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,218 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,218 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,000848 \times (15 \times 100) = 1,218 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,218 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,218 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

▪ **Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

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

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

▪ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

• **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2l_y + l_x} \text{ avec } P = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,70 + 1,65} = 24,06 \text{ KN}$$

• **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{3l_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,70} = 23,82 \text{ KN}$$

Avec : $T_{u\max} = 24,06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{24,06 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,2 \text{ MPa} \quad \overline{\tau_u} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,166 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

III.6.5. Vérifications à l'ELS:

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,744 + 7,95 = 8,694 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,727 + 7,95 = 8,677 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

• **En travée:**

$$M_x^t = 0,85 \times 8,694 = 7,390 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 8,677 = 7,375 \text{ KN.m}$$

- **Sur appuis:**

$$M_x^a = 0,3 \times 8,694 = 2,608 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times 8,677 = 2,603 \text{ KN.m}$$

a) **Etat limite de fissuration:**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) **Etat limite de compression du béton:**

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$) on doit vérifier la condition suivante :

❖ **Sens longitudinal:**

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2,608 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} \left\{ \begin{array}{l} K = 40,56 \\ \beta = 0,910 \end{array} \right.$$

▪ **La contrainte dans l'acier:**

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{2,608 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 3,92 \times 10^2} = 60,92 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 60,92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **La contrainte dans le béton:**

$$\sigma_b = \frac{1}{K} \times \sigma_s = \frac{1}{40,56} \times 60,92 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,5 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- **En travée:**

$$M_x^t = 0,85 \times 8,694 = 7,390 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,326$$

▪ **La contrainte dans l'acier:**

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{7.390 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 3,92 \times 10^2} = 172,63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 172,63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **La contrainte dans le béton:**

$$\sigma_b = \frac{1}{K} \times \sigma_s = \frac{1}{40,56} \times 172,63 = 4,25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

c)Etat limite de déformation:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_x^t}{20 M_x} \rightarrow \frac{15}{165} = 0,09 > \frac{7,390}{20 \times 8,694} = 0,04 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,92}{100 \times 12} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.6.6.Schéma Ferrailage de la salle machine

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

▪ **Sens x-x:**

Lit inférieur : 5 HA10/ml avec st= 25cm.

Lit supérieur : 5 HA10/ml avec st =25cm.

▪ **Sens y-y:**

Lits inférieur : 5HA10/ml avec st=25cm.

Lits supérieur : 5HA10/ml avec st=25cm

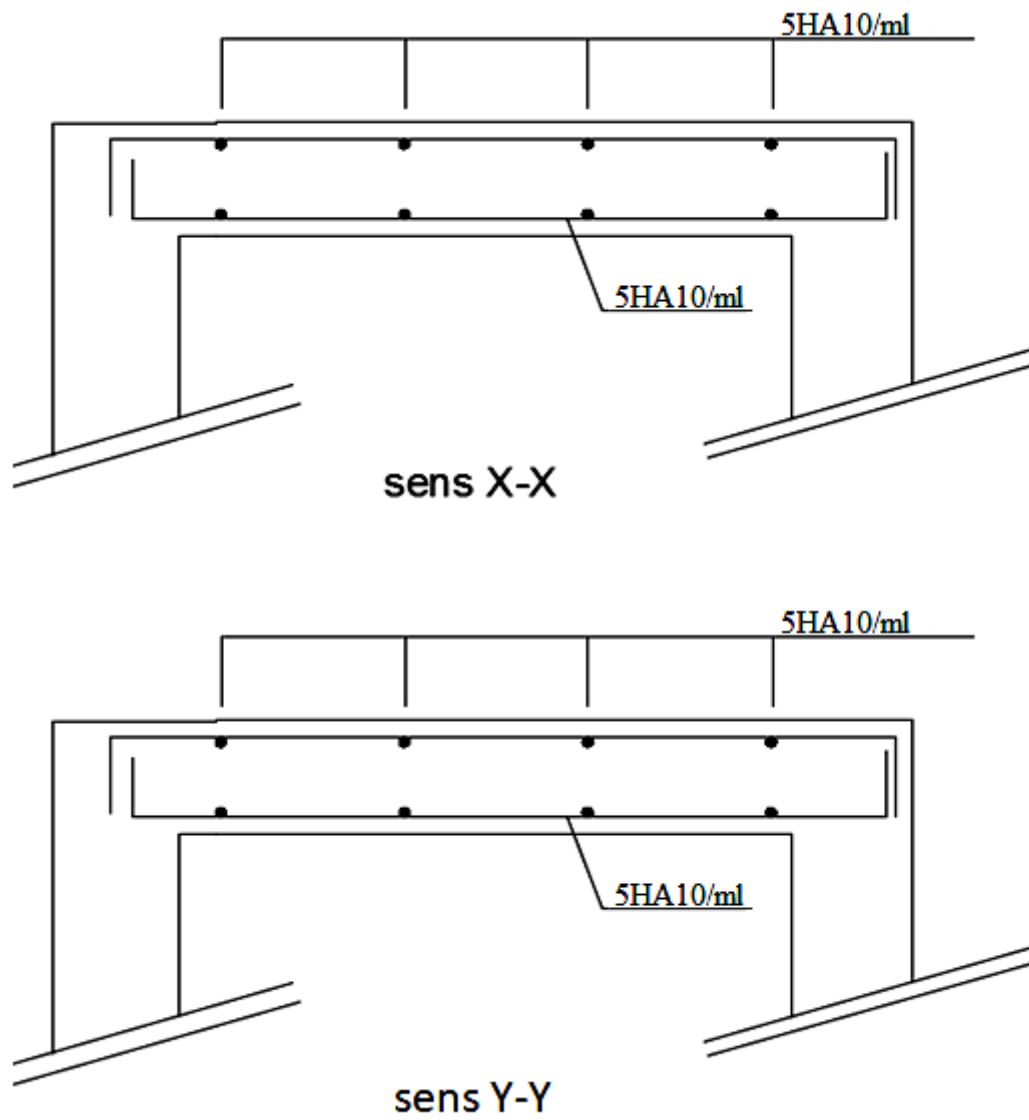


Figure III.6.4 : Schéma Ferrailage de la salle machine

III.7.calcul de rampe :

III.7.1.Définition:

La rampe est un ouvrage constitué d'une paillasse inclinée permettant l'accès des véhicules au parking (sous terrain).

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

Notre bâtiment comporte une seule rampe en béton armé coulé sur place

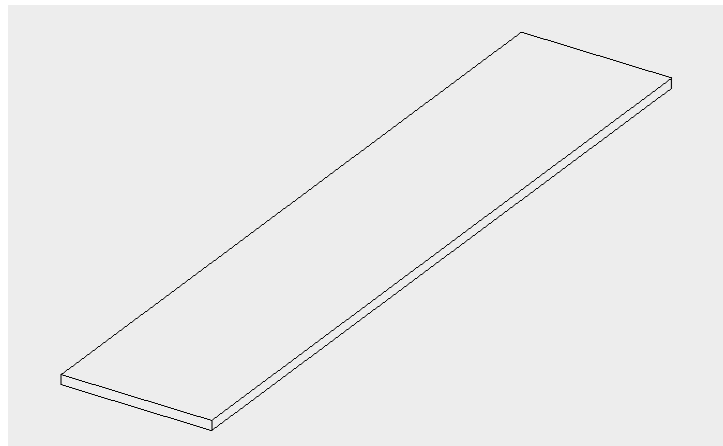


Figure .III.7.1 : Schéma d'unerampe

III.7.2.Pré dimensionnement de la rampe:

La rampe sera pré dimensionnée suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

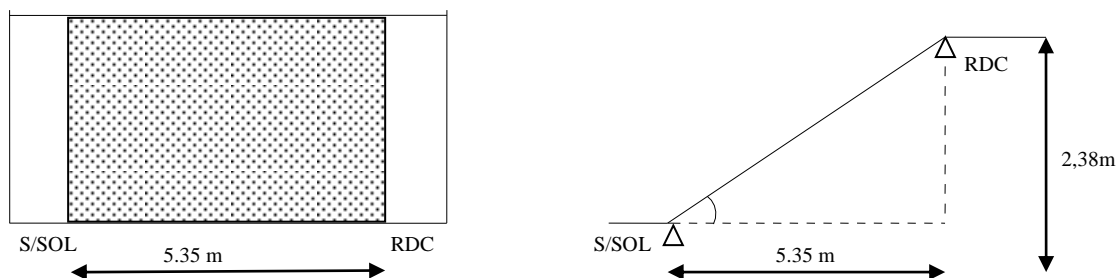


Figure III.7.2 : vue en plan et Le schéma statique de la rampe

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et la rampe doit vérifier :

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

Avec L_0 : portée entre appuis de la rampe.

Angle d'inclinaison:

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{238}{535} = 0.445 \Rightarrow \alpha = 24^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{535}{0.81} = 586.63 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paille $L_0 = 259.26 + 180 = 439.26 \text{ cm}$

$$\text{D'ou: } \frac{585.63}{30} \leq e_p \leq \frac{585.63}{20} \Rightarrow 19.52 \text{ cm} \leq e_p \leq 29.28 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 25 \text{ cm}$

III.7.3.Détermination des sollicitations de calcul:

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

➤ les charges permanentes:

Poids propre de la rampe

$$G_r = 25 \times \frac{e_r}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.25}{\cos 24^\circ} = 6.84 \text{ KN/m}^2$$

➤ les charges d'exploitation:

La surcharge d'exploitation de la rampe est donnée par la DTR B.C.2.2

est : $Q_r = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

➤ Combinaison de charges :

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

$$q_u = 1.35 \times 6.84 + 1.5 \times 2.5$$

$$q_u = 13 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 6.84 + 2.5$$

$$q_u = 9.34 \text{ KN}$$

➤ **calcul des efforts internes:**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de RDM.

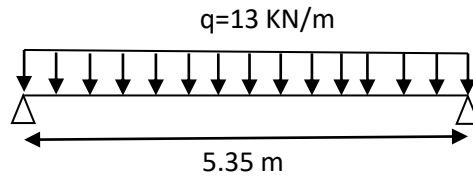


Figure III.7.3: Schéma de chargement à l'ELU

• **Efforts tranchants et des moments fléchissant :**

Pour tenir compte des semis encastrement aux extrémité, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement

-Moment entravée: $M_{\text{trav}} = 0,85 \times M_0$

-Moment aux appuis : $M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0$

• **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{qu}{2} \times l = \frac{13 \times 5.35}{2} = 34.775 \text{ KN}$$

• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{qu}{8} \times l^2 = \frac{13 \times 5.35^2}{8} = 46.51 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant:**

$$T_y = \frac{qu}{2} \times l = \frac{13 \times 5.35}{2} = 34.775 \text{ KN}$$

Alors :

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M (\text{appuis}) = - 0.3 M^{\max} = - 0,3 \times 46.51 = \mathbf{-13.95 \text{ KN.m}}$
- $M_t (\text{travée}) = 0.85 M^{\max} = 0,85 \times 46.51 = \mathbf{39.53 \text{ KN.m}}$

- **Diagramme des efforts interne à l'ELU:**

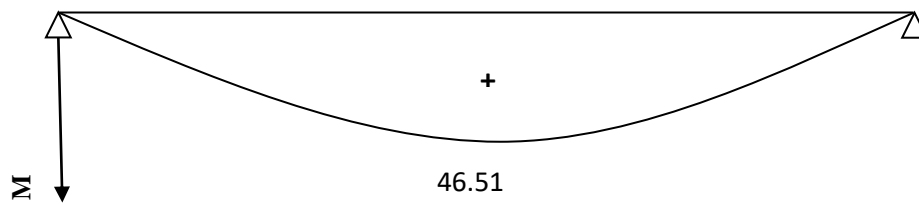


Figure III.7.4: Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

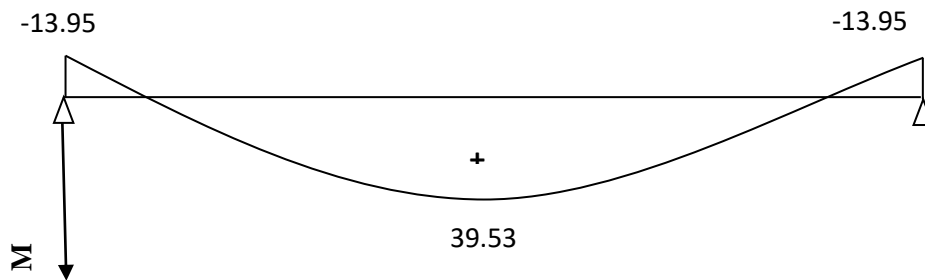


Figure III.7.5 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

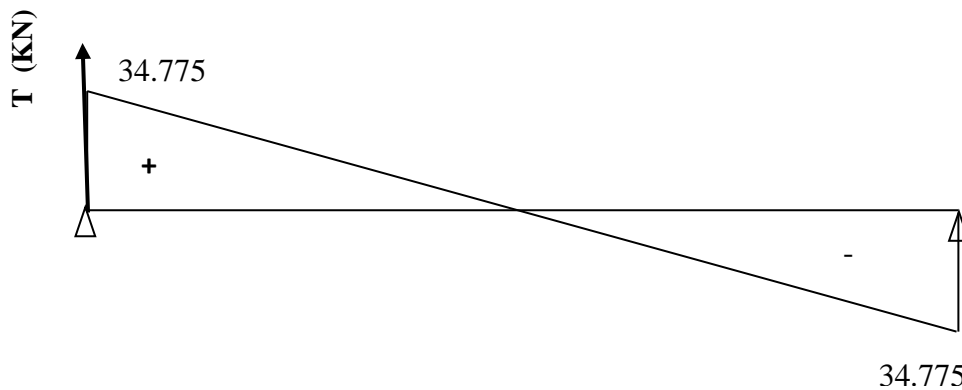


Figure III.7.6 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III.7.5.Calcul des armatures à l'ELU:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques sont : $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$

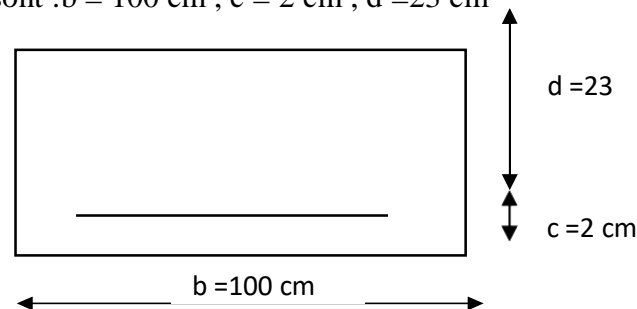


Figure III.7.7: une section rectangulaire d'une bande de 1m

- **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$M_u^t = 16,25 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{39.53 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14,2} = 0,053 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0979 \quad \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{39.53 \times 10^6}{0,972 \times 230 \times 348} = 508.11 \text{ mm}^2 = 5.08 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA 14 = 7,69 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA10 = 3,93 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis:**

- **Armatures principales :**

$$M_u^a = 13.95 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.95 \times 10^6}{1000 \times 230^2 \times 14,2} = 0,018 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,018 \quad \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.95 \times 10^6}{0,991 \times 230 \times 348} = 175,87 \text{ mm}^2 = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA10 = 3,93 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7.6.Vérifications à l'E.L.U :

1) Espacement des armatures:

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

Armatures principales : $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

Travée : $s_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Appuis : $s_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition : $\longrightarrow St < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

Travée : $st = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Appuis : $st = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e}$

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

Aux appuis : $A_{st} = 5,65\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,77\text{cm}^2 \dots$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 7,69\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,77\text{cm}^2 \dots$ Condition vérifiée.

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1):

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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

Il suffit de vérifier la section la plus sollicitée. Dans notre cas $T_{\max} = 38,51\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{34.775 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,15\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,15\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots$ Condition vérifiée.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3):

On doit vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u} = \frac{34.775 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 14 \times 3,14 \times 5} = 0,764\text{MPa} \quad \sum u : \text{Périmètre utile des aciers.}$$

$\tau_{se} = 0,764\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots$ Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1):

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit $l_s = 49 \text{ cm}$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers HA.

$L_c = 0,4 \cdot l_s = 19,6 \text{ cm}$, donc on prend: $L_c = 20 \text{ cm}$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton:

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 34.775 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,23 \times 1 = 1380 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

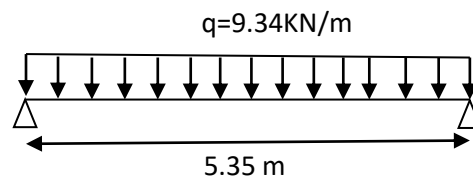
III.7.7.Calcul à l'E.L.S:

Figure III.7.8: Schéma de chargement à l'ELS.

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{qu}{2} \times l = \frac{9.34 \times 5.35}{2} = 24.98 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{qu}{8} \times l^2 = \frac{9.34 \times 5.35^2}{8} = 33.42 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$T_y = \frac{qu}{2} \times l = \frac{9.34 \times 5.35}{2} = 24.51 \text{ KN}$$

Alors :

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0.3M^{\max} = -0,3 \times 33.42 = \mathbf{-10.03 \text{ KN.m}}$
- $M_t(\text{travée}) = 0.85 M^{\max} = 0,85 \times 33.42 = \mathbf{28.41 \text{ KN.m}}$

• **Diagramme des efforts interne à l'ELU:**

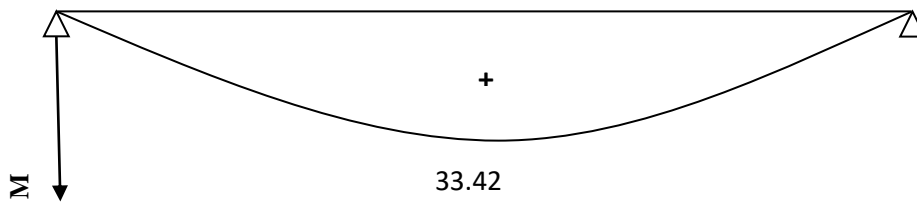


Figure III.7.9: Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

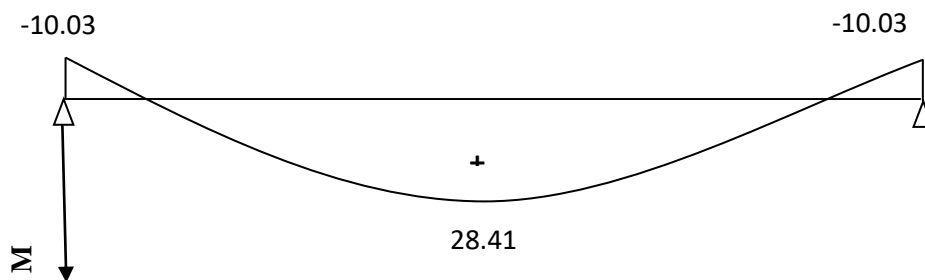


Figure III.7.10 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

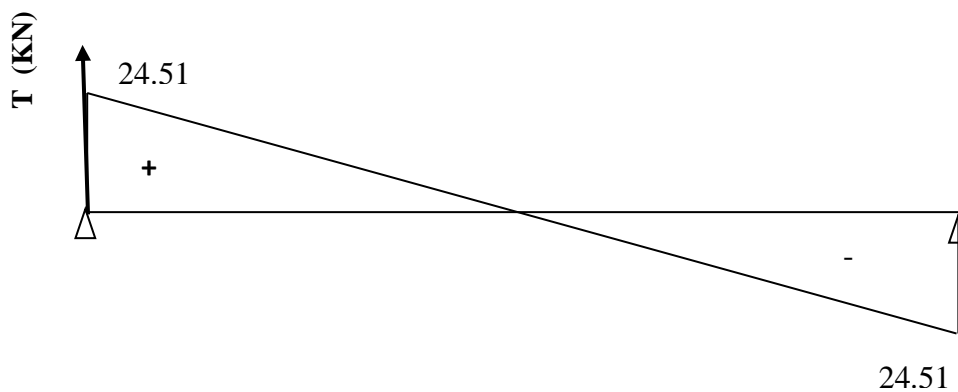


Figure III.7.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.7.8.Vérification à l'E.L.S:**1) L'état limite d'ouverture des fissurations:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

2) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2):

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} = k_1 \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$

• **En travée:**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 23} = 0,334 \implies K_1 = 40.56 \text{ et } \beta_1 = 0,910$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{28.42 \times 10^6}{0,910 \times 230 \times 769} = 174.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 174.59 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{174.58}{40.56} = 4.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.56}{100 \times 23} = 0,242 \implies K_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.03 \times 10^6}{0,921 \times 230 \times 392} = 122.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 122.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{122.25}{48.29} = 2.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3) Etat limite de déformation:

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

$$\text{On doit vérifier que: } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec h : hauteur totale (25cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4,85 m)

M_t : moment max en travée (M_t = 33,28KN.m)

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

Donc on aura :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{535} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{535} = 0,047 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{28.42}{334.2} = 0,085 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 23} = 0,0033 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.7.9. Schéma Ferraillage de la rampe :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes. L'escalier sera ferraillé comme suit :

En travée

Armatures principales: 5HA14 avec un espacement st= 25 cm.

Armatures de répartitions : 5HA10 avec un espacement st= 25 cm.

À l'Appui:

Armatures principales: 5HA12 avec un espacement st= 25 cm.

Armatures de répartitions : 5HA10 avec un espacement st= 25 cm.

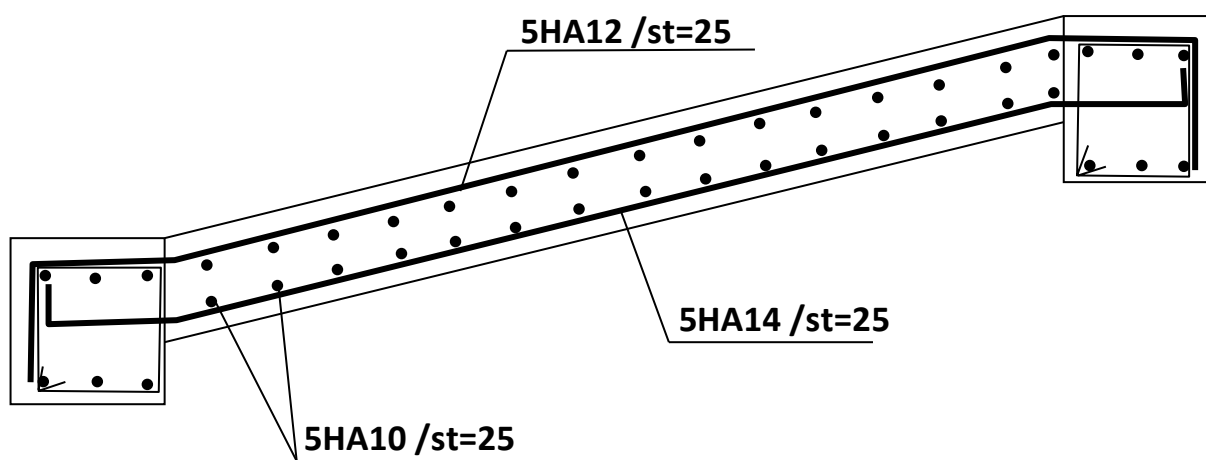


Figure III.7.12 : Schéma Ferrailage de la rampe



CHAPITRE IV

MODELISATION

IV.1.Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2.Description de logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

IV.3.Rappel :(terminologie):

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads: charge

Uniformedloads: point d'application de la charge

Define: définir

Materials: matériaux

Concrete: béton

Steel: acier

Frame section : coffrage

Column: poteau

Beam: poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add:ajouter

Delete: supprimer

Story : étage

Height: hauteur

IV.4.Manuel d'utilisation du logiciel ETABS:

Il ya plusieurs versions de L'ETABS, dans notre travail on va utiliser la Version **9.6.0**



IV.5.Etapes de modélisation:

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G,Q).
- 5 .Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. L'analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats.

IV.5.1.Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.
On clique sur l'icône de L'ETABS :

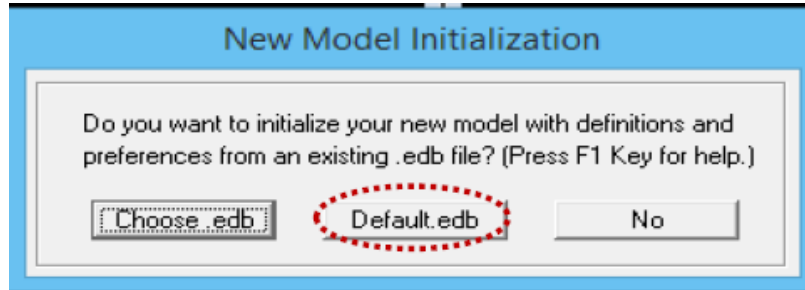


a) Choix des unités:

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **Ton-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.

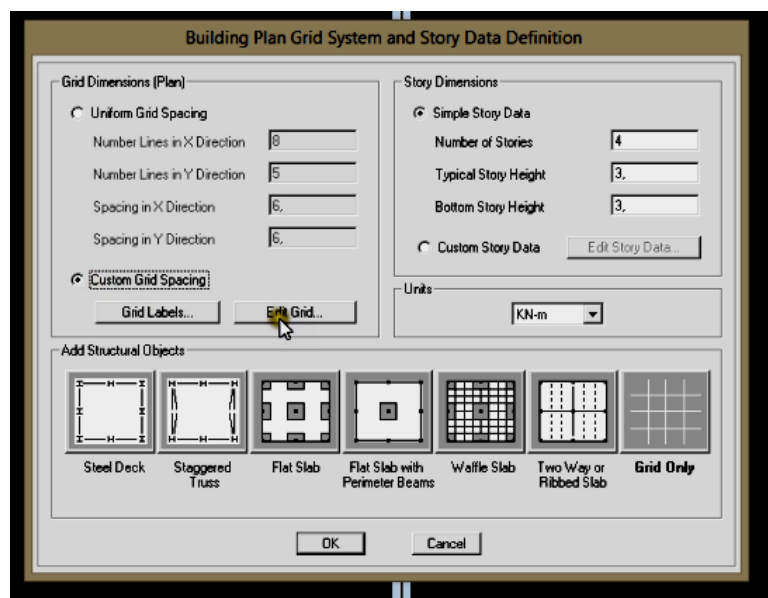


Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Numberlines in Xdirection
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Numberlines in Ydirection
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of baysalongY
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in Xdirection
- Hauteur d'étage → story height;
- Le nombre d'étage → Numder of stories;
- La hauteur d'étage courant → typical story hight;
- La hauteur d'étage en bas → bottom storyhight.

NB :

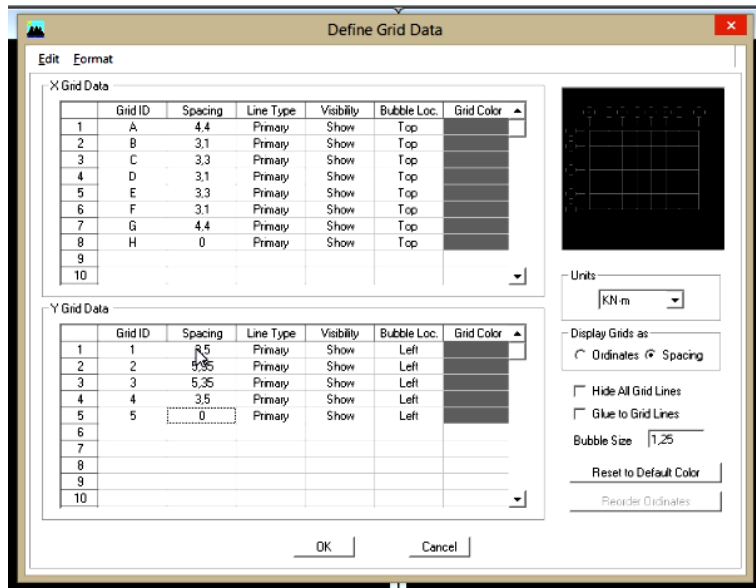
Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



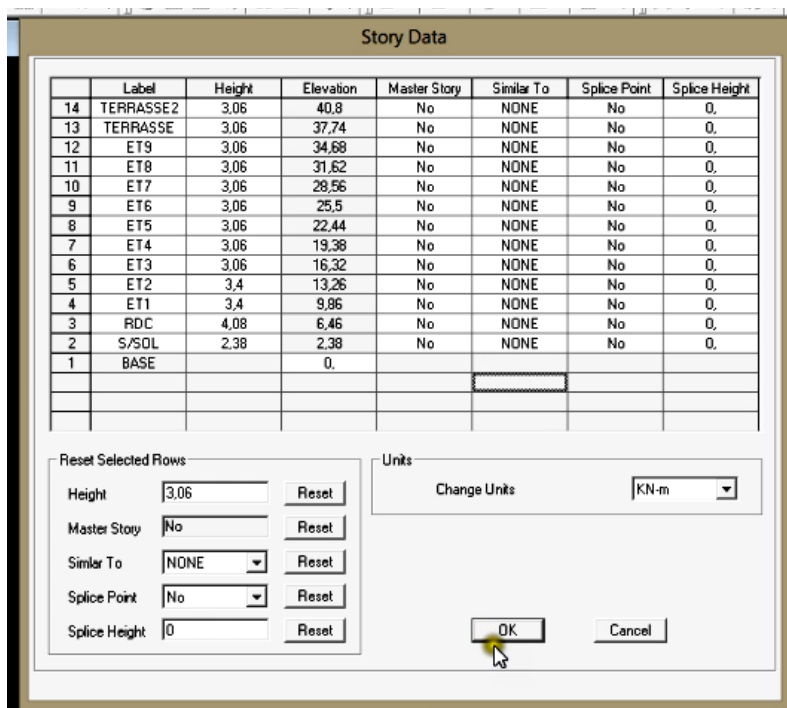
Modification de la géométrie de base :

Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étage :

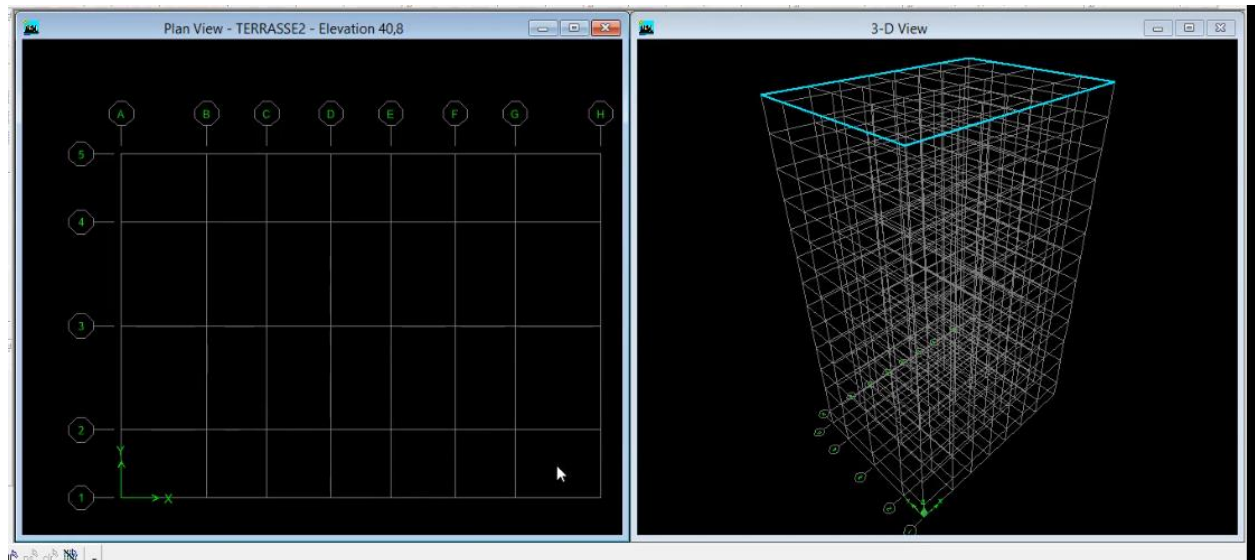
On clique sur le bouton droit de la souris. Puis on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok.



Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



IV.5.2 Deuxième étape:

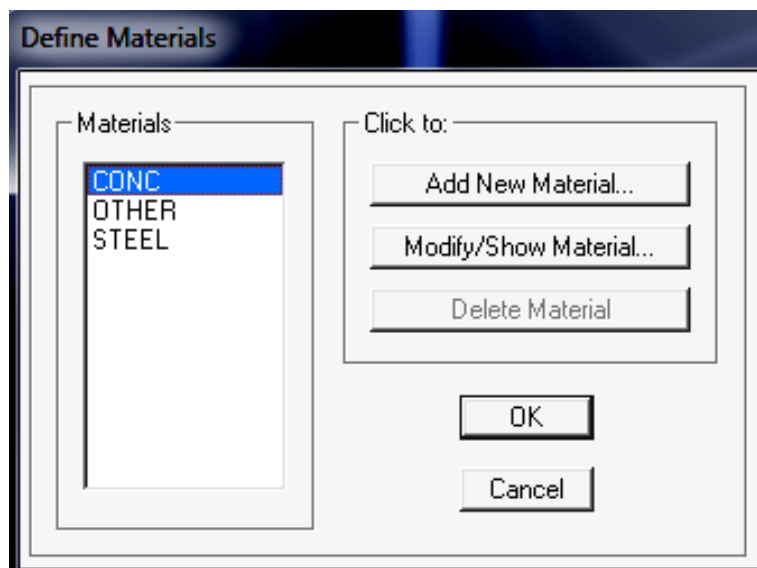
La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

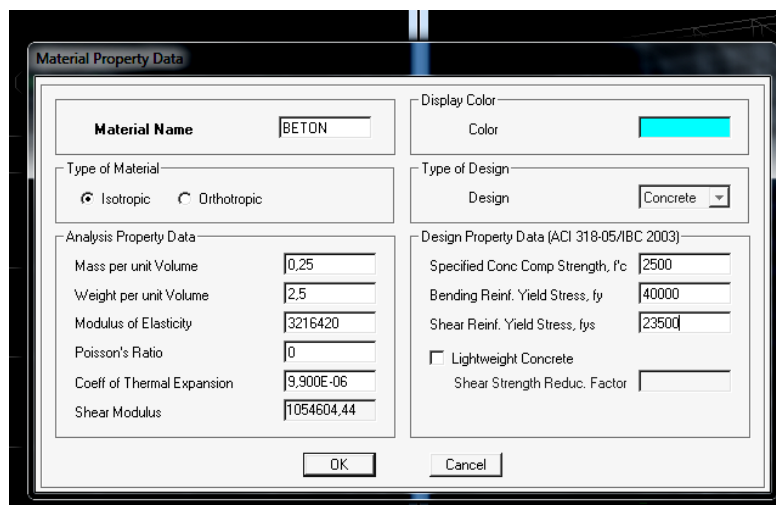
On clique sur **DefineMaterialproprietesoubie**



On sélectionne le matériau **CONC**.

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :





IV.5.3. Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

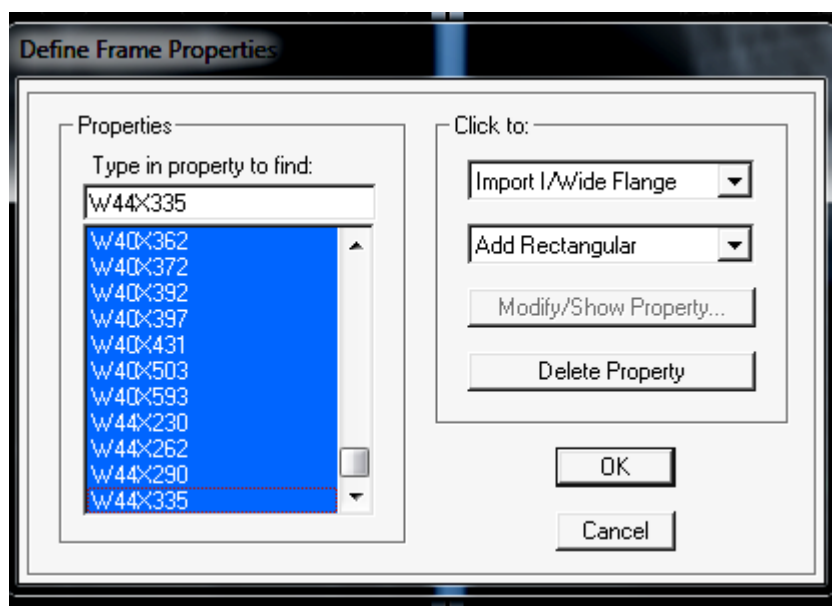
• Définition des différents éléments:

a) Les éléments barres (poteaux, poutres):

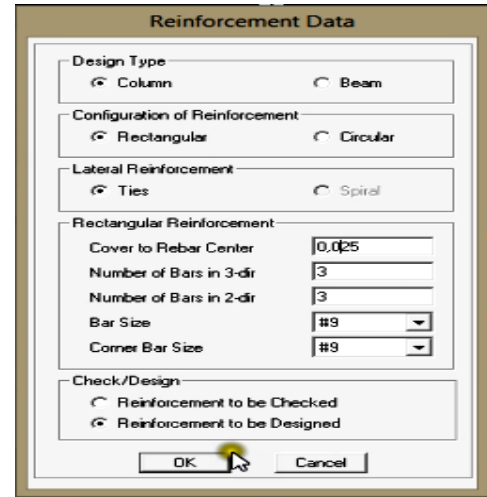
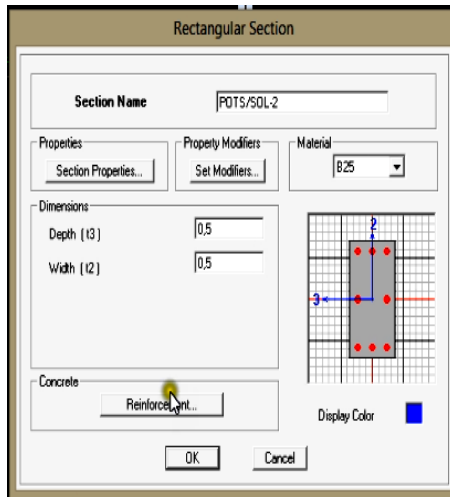
Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections**. Ou bien on cliquesur l'icône

Icône **properties** → on sélection tout → **deleteproperty**

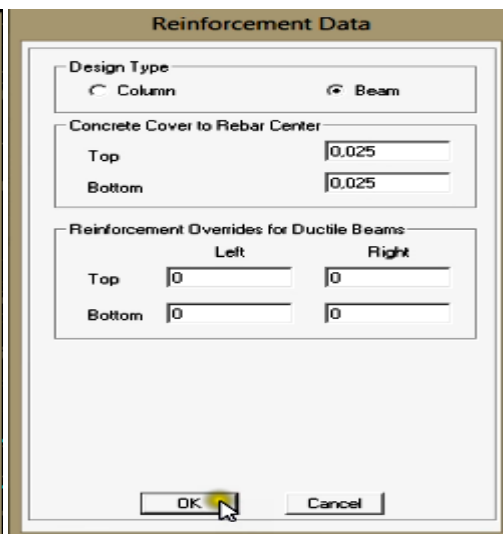
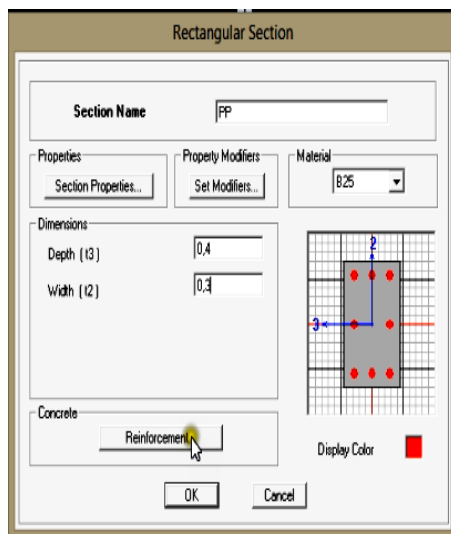
Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections. »



- **Les poteaux:** On clique sur **Reinforcement** → une fenêtre de renforcements s'ouvre → cocher **column**.



- **Les poutres :** On clique sur **Reinforcement** → une fenêtre de renforcements s'ouvre → cocher **Beam**.




b) Les éléments plaques (voiles et dalles pleines):

On distingue trois types des éléments plaques qui sont

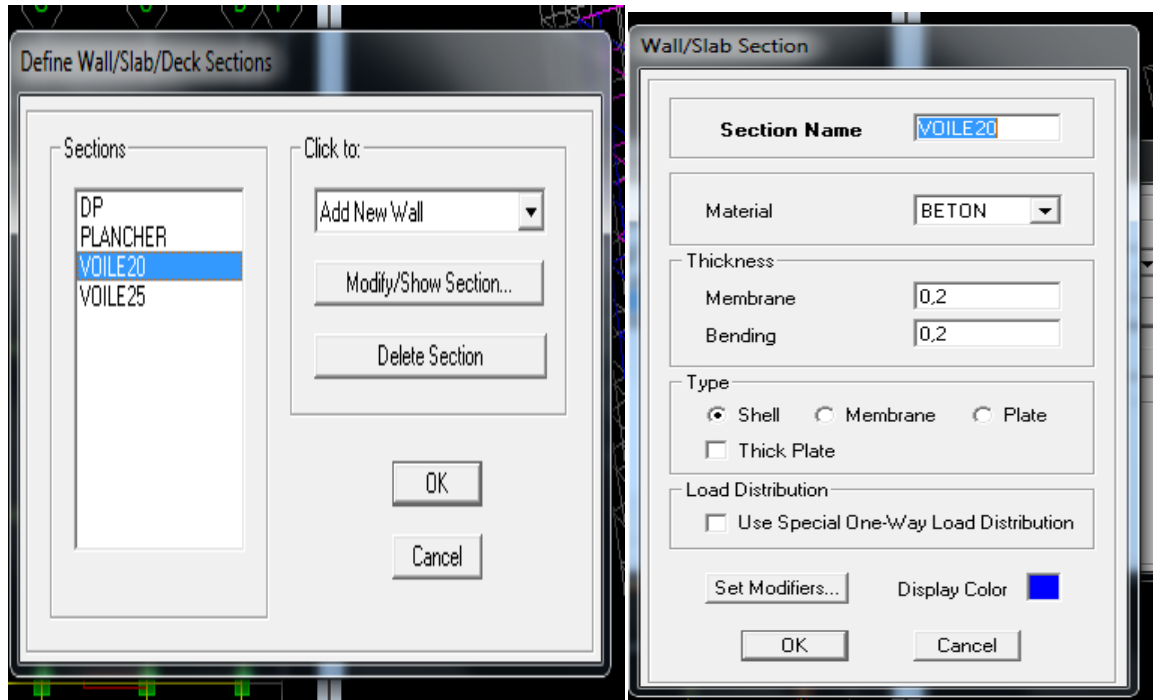
Element Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections sont définies par l'épaisseur.


Elementmembran: il est utilisé pour les éléments minces.

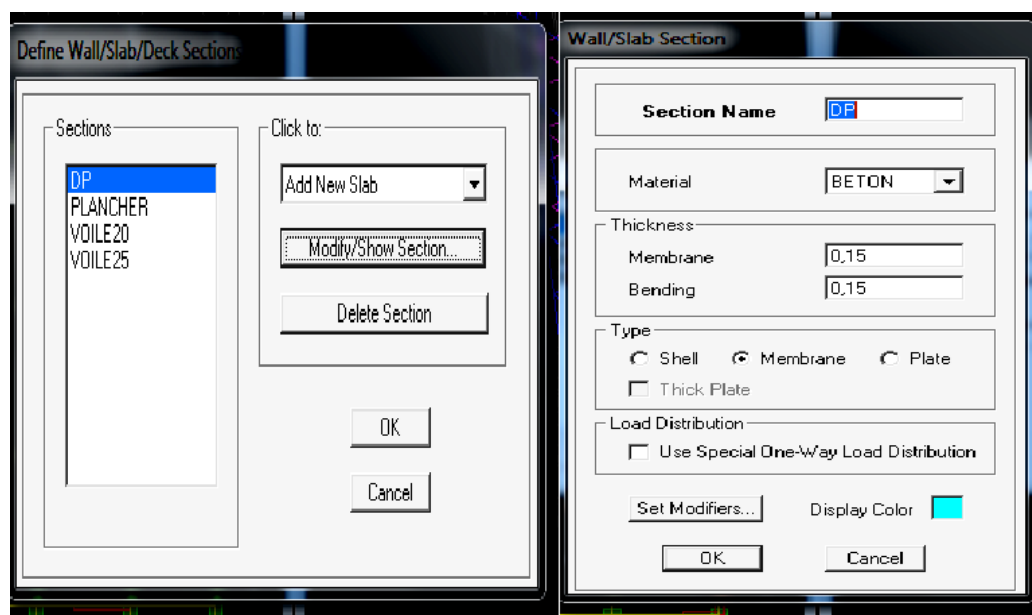
Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

- **Voiles:** On choisit le menu **Define** → **wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 
Icône **properties** → on sélection tout → **deleteproperty**

Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections »
on clique sur **Add new wallet** on spécifie le nom et l'épaisseur.

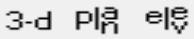


- **Dalles pleines:** **Define** → **wall/ slab/ deck sections**, ou bien on clique sur 
on clique sur **Add new slab** on spécifie le nom




c) Affectation des sections aux différents éléments des portiques:

❖ Pour les poteaux :

Il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur 


Draw→ **draw line objects**→ **createlines in region or at clicks (plan, elev , 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** none choisir le nom de la section ex : pot40x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner.

❖ Pour les poutres:

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw→**draw line objects**→**createlines in region or at clicks (plan , elev , 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** none choisir le nom de la section ex : PP 30×40 au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner.

❖ Pour les voiles:

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw→**draw Area objects**→**create walls in region or at clicks (plan)** ou bien on clique sur l'icône ( ou bien ) mais il faut se mettre en élévation .

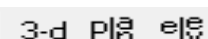
✓ Pour dessiner un voile par précision de sa longueur:

Draw → **draw Area objects** → **Draw walls**

(**Plan**) il s'affiche une fenêtre → **Properties Of Object none** choisir le nom de la section : voile

→ **Drawing Control FixedLength « l »** on donne sa longueur

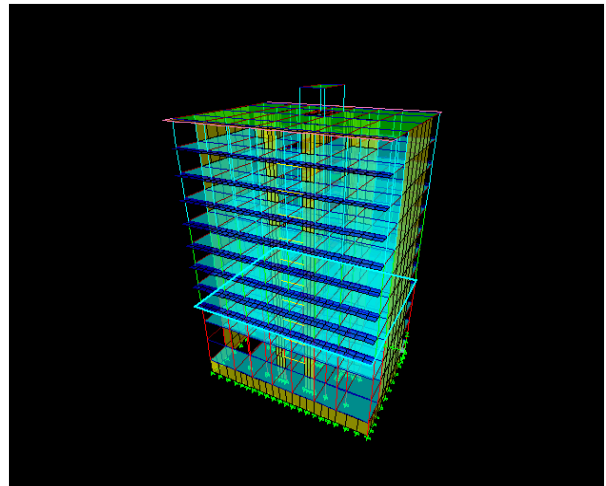
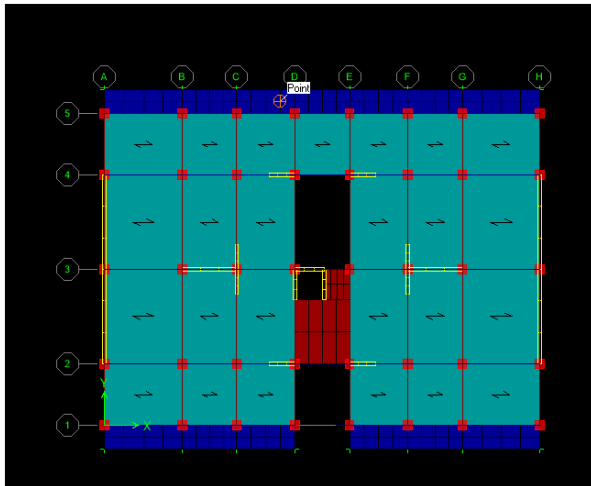
❖ Les dalles pleines:

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Area** ou bien → **Create Areas At Clicks**

ou bien → **Draw Area (plan, elev , 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Properties Of Object** none choisir le nom de la section **dalle pleine**.



IV.5.4 Quatrième étape:

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

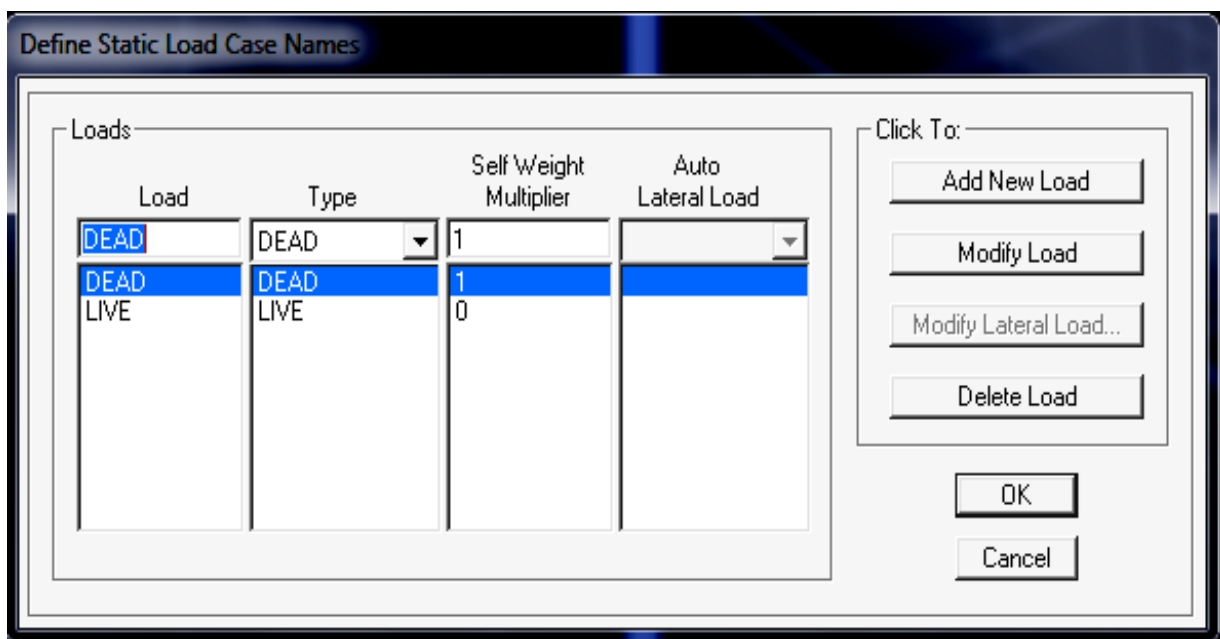
a) Définitions des charges:

Define \Rightarrow static load cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW).

Remarque :

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0

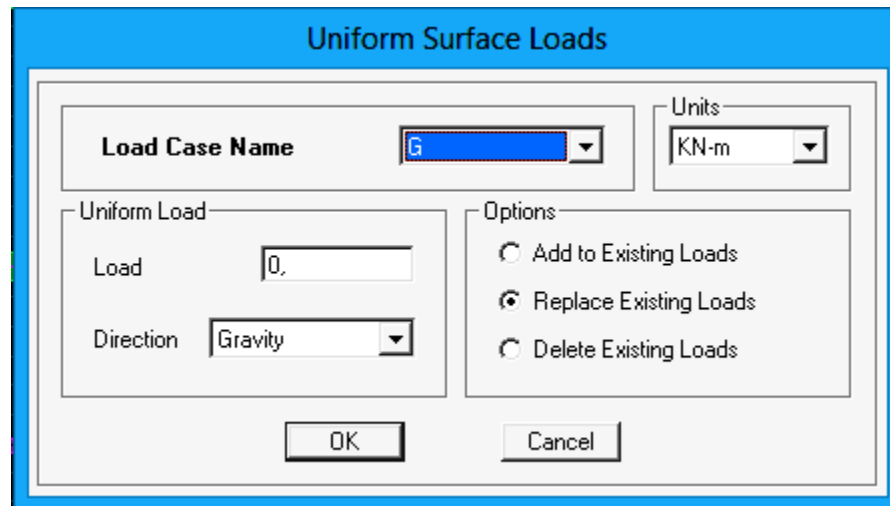


b) Introduction des charges:**Exemple : Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

On sélection les dalles a chargé

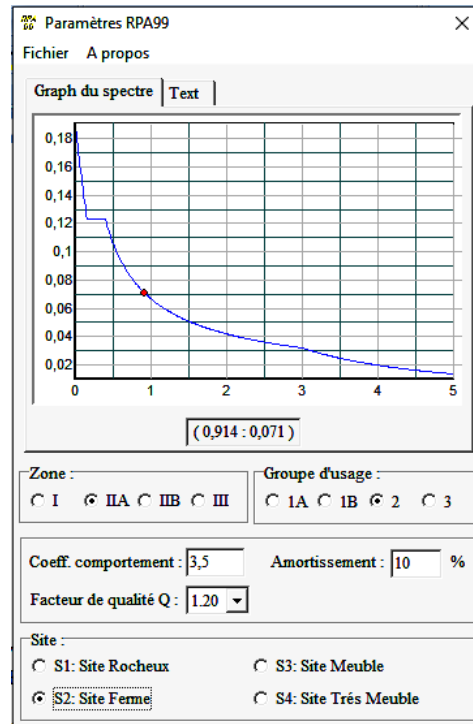
Assing⇒shell/area Loads⇒Uniform. Ou bien on clique sur l'icône .


IV.5.5.Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

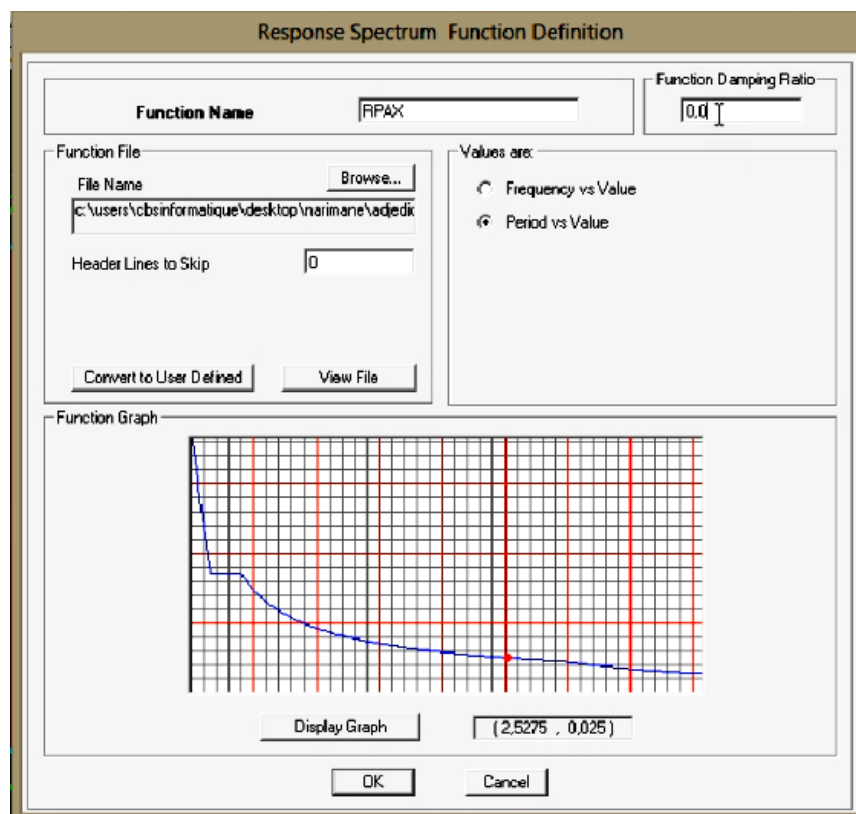
- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA2003**)
- Coefficient comportement : $R=5$
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S2 (Voir rapport de sol **Chapitre1**).
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+q \rightarrow Q=1.2$



On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text⇒ Enregistrer**

pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

define⇒responsespectrum⇒functionspectre from file.



▪ Définition de la charge sismique E:

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y.

On clique sur : **Define**⇒**Response Spectrum Cases** ⇒**Add New Spectrum**.

IV.5.6. Seizième étape : Introduction des combinaisons d'action:

❖ Combinaisons aux états limites:

ELU 1,35 G+1,5 Q.


ELS G+Q.

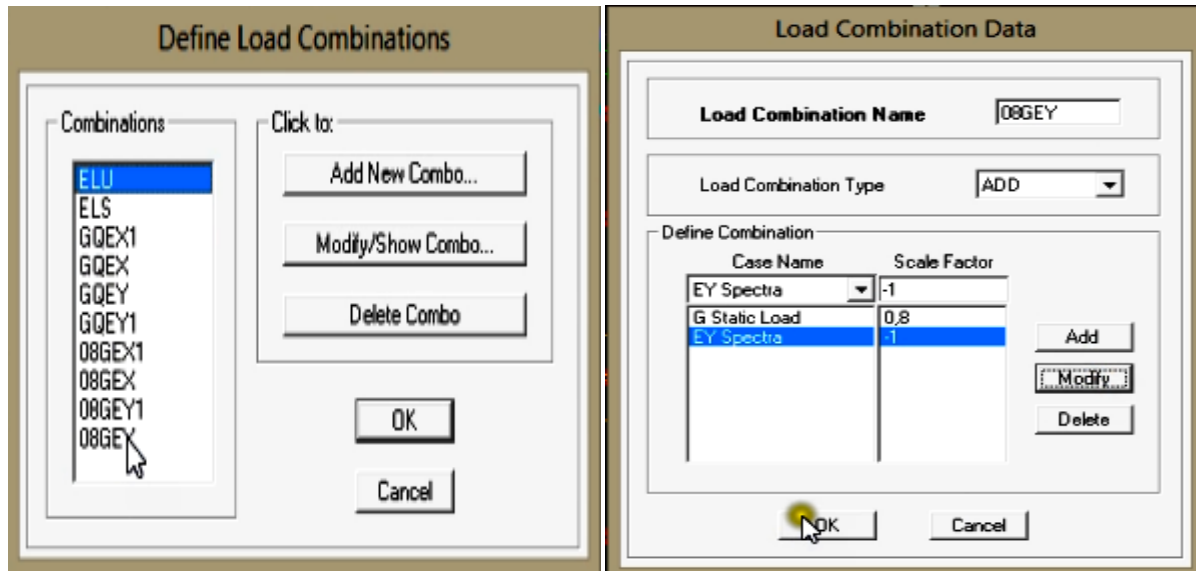
❖ Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : G+Q ± E.

08 GE : 0,8G ± E.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define**→ **Loadcombinations** ou

bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **AddNew Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.



IV.5.7. Septième étape : Définir l'action sismique:

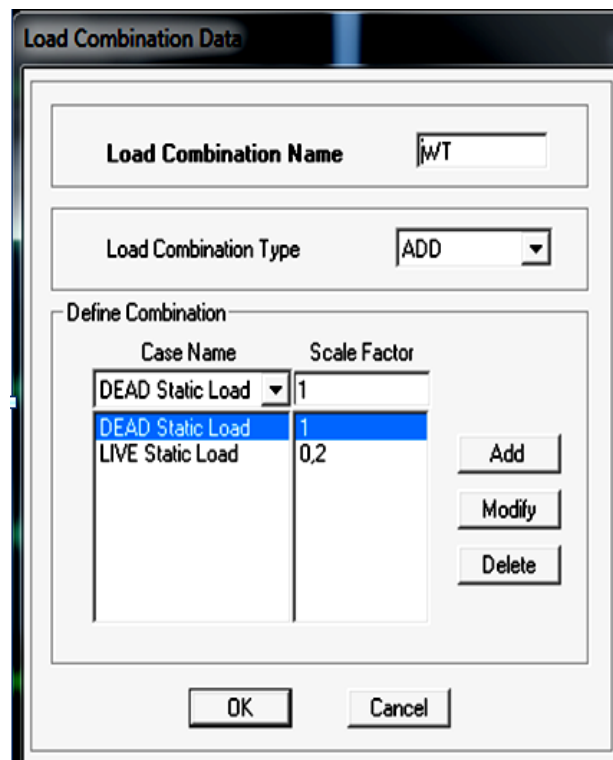
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$ (bâtiment d'habitation).

L'instruction à suivre :

Define \rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 




IV.5.8.Huitième étape:

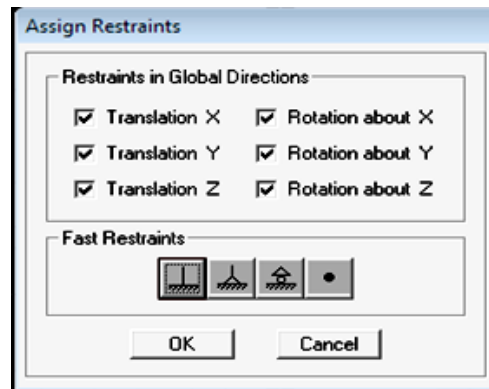
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

❖ **Appuis:**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le nœud est un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

- ☐ Sélectionne les nœuds à la base.

Assing→ **joint/ point**→ **restraints**. Ou bien cliquer sur l'icône suivante 

❖ **Les diaphragmes:**

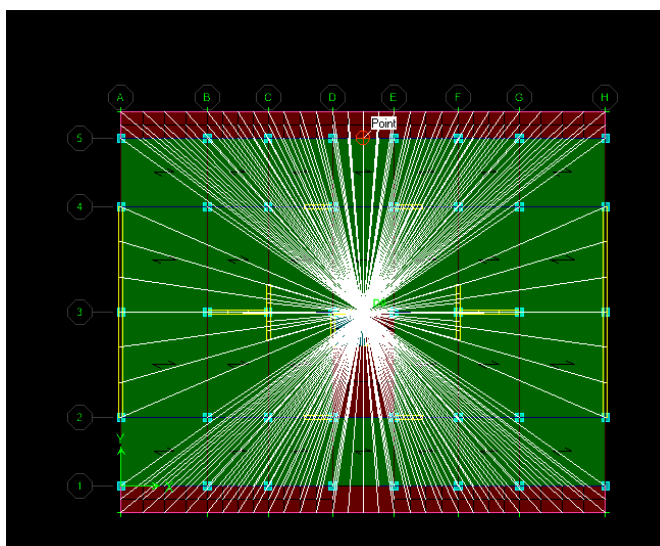
Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque Plancher

On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite:

Assing→ **joint/point**→**Diaphragme** ☐☐ **Add New Diaphragm.**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragmon** clique sur **OK** pour valider.

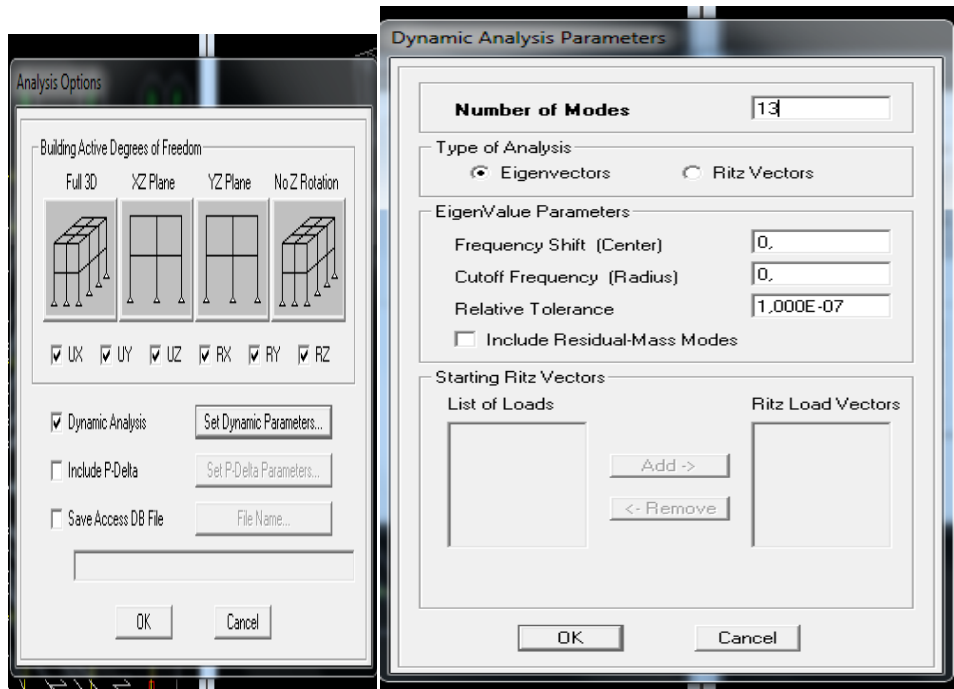
On refait la même opération pour tous les autres planchers.



IV.5.9. Neuvièmes étapes : l'analyse dynamique:

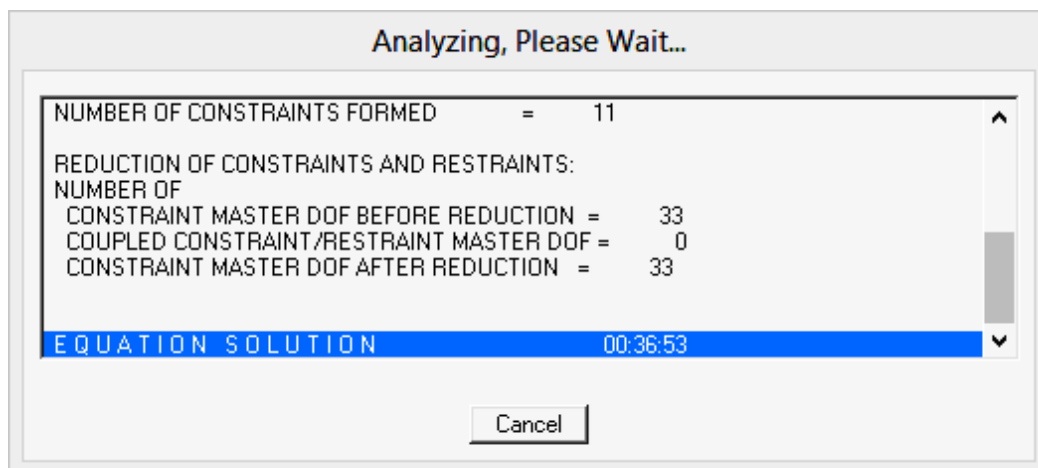
Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y'a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Nombre de modes : Analyze → set Analysis options.



L'Analyse et la visualisation des résultats:

Analyse ⇒ RunAnalysis, Ou on clique sur le Botton F5 du clavier.



IV.5.10. Dixièmes étapes:

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

a) Déplacement:

Display ⇒ show Deformed shape 

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

b) Visualisation des réactions:

Display ⇒ show Member Force/stress Diagram ⇒ Support/Springs Reaction. 

c) Visualisation des modes de vibration:

Display ⇒ Show Shape.

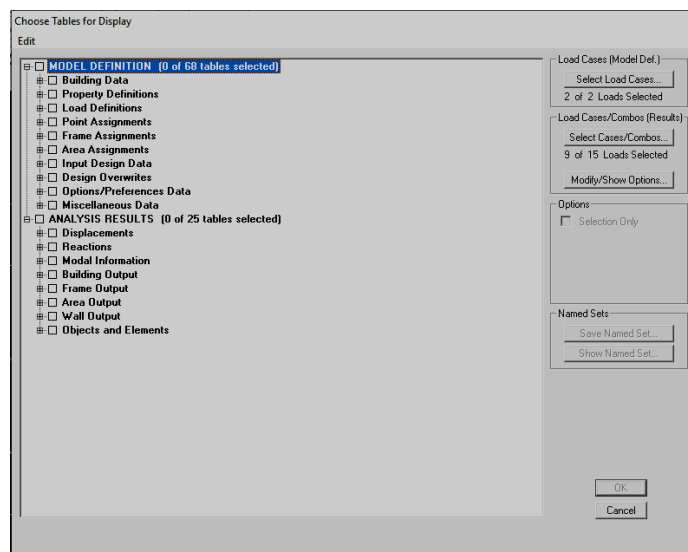
Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

d) Analyse et visualisation des résultats :


Pour le lancement de l'analyse : **Analyze ⇒ Run Analysis (ou F5)**
pour la visualisation des résultats :

IV.4.11. Visualisation des résultats :**➤ Période et participation modale :**

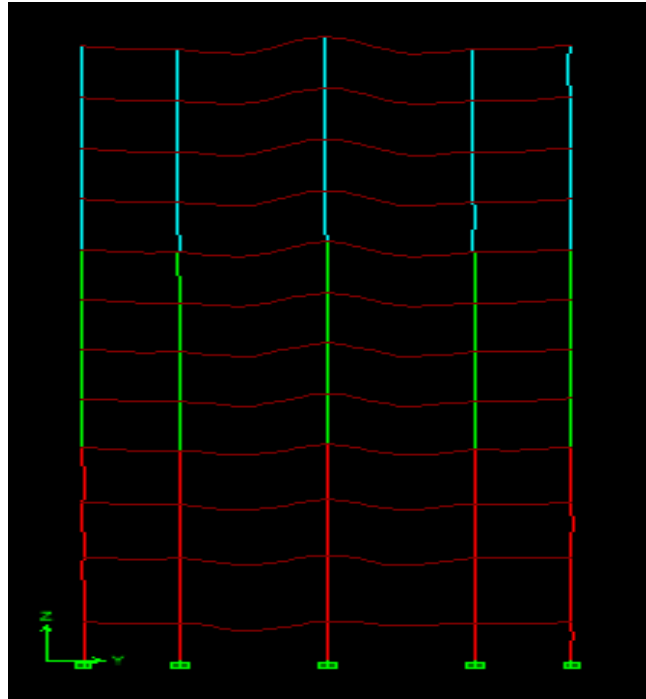
Dans la fenêtre **Display ⇒ show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



➤ **Déformée de la structure :**

Avec le menu **Display** il est possible de choisir **show DeformedShape**  pour visualiser les déplacements. Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante :

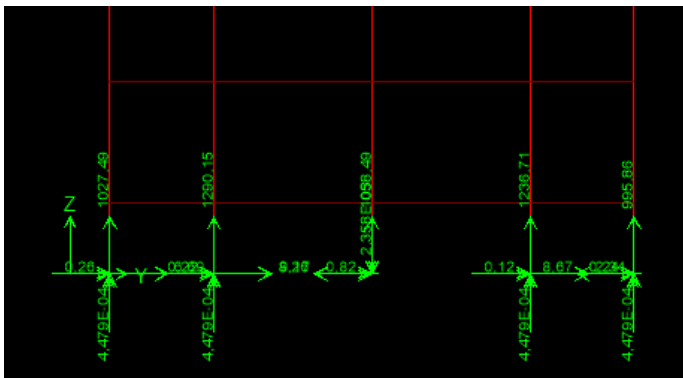
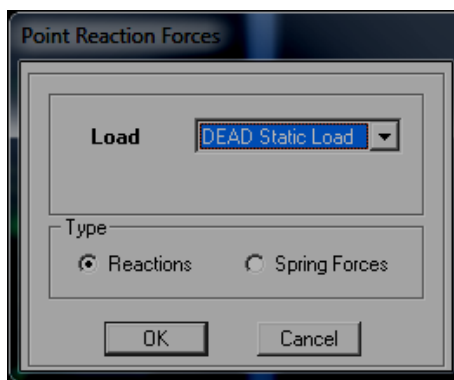
Il faut spécifier le cas de chargement **G**



➤ **Réaction :**

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member forces/ StressesDiagram –Support /SpringReaction**. On aura la boîte de dialogue suivante :

- Sélectionner le cas de chargement.
- cocher **Réactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.

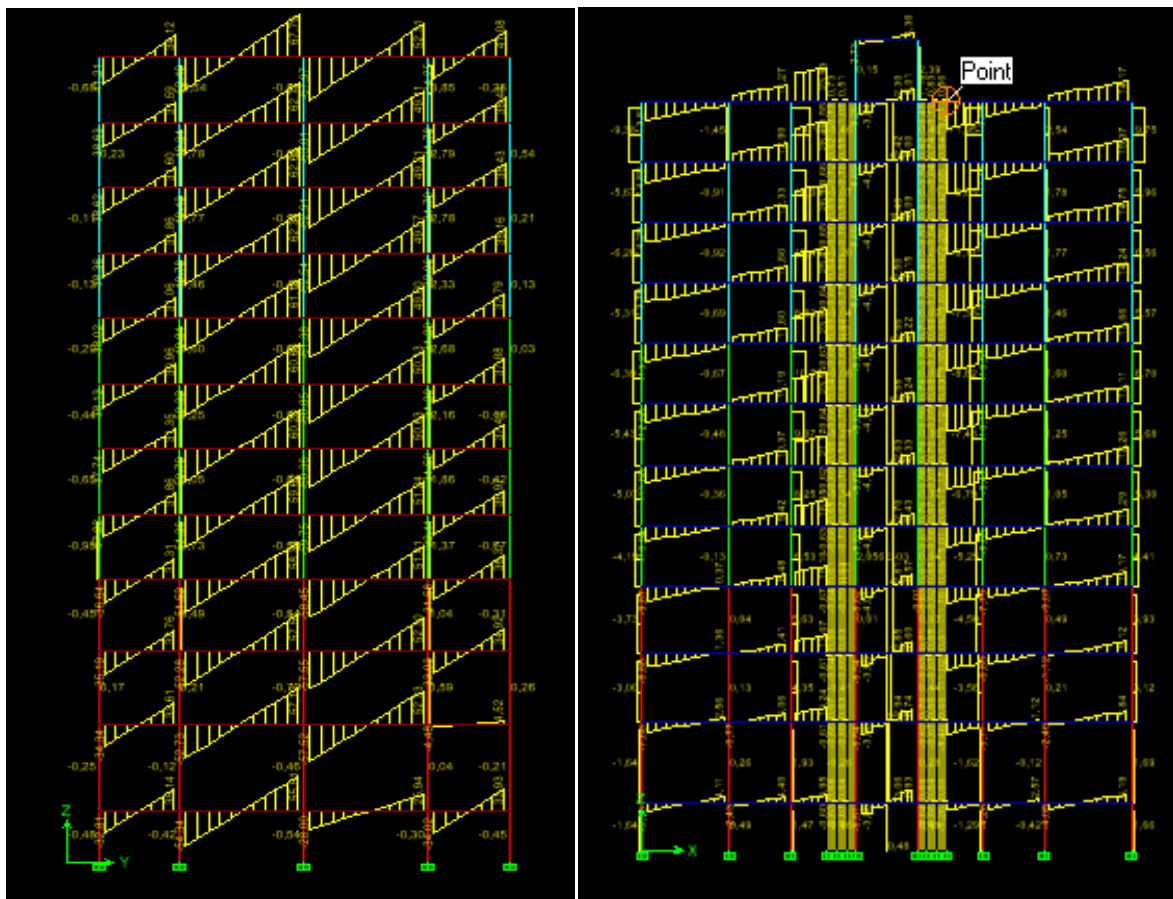


Les réactions à la base de la structure*

➤ Les efforts internes :

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- l'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- l'option **Shear 3-3** affiché l'effort tranchant hors plans
- l'option **Moment 3-3** affiché le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- l'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- l'option **Seal Facteur** permet d'ajuster la taille des diagrammes
- pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **FillDiagram** et on couche



-Diagramme des efforts tranchant-

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⇒ **Show tables** Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/combo** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Les Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appui sur **show tables** puis on couche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne U_x correspond au sens xx, et U_y au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



CHAPITRE V

Vérifications des conditions du RPA

V. Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passages qui provoquent une libération brutale d'énergie accumulée dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et on fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs bien matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

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.

V.1. 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 diffèrent 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 spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci :

- **La méthode modale spectrale :**

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

V.2. On doit vérifier les conditions suivantes :

1. Le pourcentage de participation massique.
2. La période fondamentale de la structure.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. L'effet P-Delta.
6. Le déplacement maximal.
7. L'excentricité.
8. L'effort normal réduit dans les poteaux.

V.3. Justification du système de contreventement :

Selon les définitions données par le RPA/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix de coefficient R, On doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales :**

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Base	25075,073	38102,45	39,69%	60,31 %

Tableau V.1 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les Portiques.

➤ **Sous charges Horizontales :**

Niveau	Voile		Portique		(%) Voile		(%) Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁	F ₂	F ₁	F ₂
Base	2479 ,99	3525,07	750,93	998.89	76,78%	77,92%	23,22%	22,08%

Tableau V.2 : Les charges horizontales reprises par les voiles et par les Portiques.

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant X.

F₂ : La charge horizontale suivant Y.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et plus de 75 % des charges horizontales donc pour notre système de contreventement on adopte un coefficient de comportement **R=3,5** (structure à voiles porteurs).

V.4. La vérification des conditions :

1. Pourcentage de 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 doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,973315	70,2618	0,0000	70,2618	0,0000	0,0009
	2	0,603315	0,0000	66,9772	70,2619	66,9772	0,0006
	3	0,479398	0,0004	0,0000	70,2623	66,9773	67,0775
	4	0,293469	12,8378	0,0000	83,1000	66,9773	0,0014
	5	0,141915	0,0003	17,5877	83,1003	84,5650	0,0001
	6	0,133141	4,3572	0,0018	87,4575	84,5669	0,0073
	7	0,112782	0,0003	0,7983	87,4578	85,3652	0,0542
	8	0,110640	0,0370	0,0026	87,4948	85,3678	16,7491
	9	0,105797	0,2762	0,0018	87,7710	85,3696	0,4607
	10	0,099157	0,0326	0,0031	87,8036	85,3727	0,5390
	11	0,076034	2,2323	0,0001	90,0359	85,3727	0,0025
	12	0,063264	0,0001	5,2255	90,0360	90,5983	0,0000

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode **11(90.802≥90%)**.

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode **12 (9.3075≥90%)**.

D'où la condition du RPA est vérifiée.

2. La période fondamentale de la structure : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4)

a) Calcul de la période empirique :

$$T_{\text{emp}} = C_T (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$$T_{\text{emp}} = 0,05 \times (37,66)^{3/4} = 0,76 \text{ s}$$

b) Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{RPA}} = T + 30\% T = 0,99 \text{ s}$$

c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

$T_{etabs} = 0,97s$

d) Comparaison des résultats :

On a :

- ✓ La période calculée $T_{emp} = 0,76 s$
- ✓ La période majorée $T_{RPA} = 0,99s$
- ✓ La période ETABS $T_{etabs} = 0,97s$

D'après les résultats :

$$T_{RPA} = 0,99s > T_{etabs} = 0,97s$$

⇒ **Condition Vérifiée.**

3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA}

V_{ETABS} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{RPA} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente

✓ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (\text{Art 4.1 du RPA 99})$$

$A = 0,15$ (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

$R = 3,5$ (valeur du coefficient de comportement).

$W = 60058.22$ (poids total de la structure).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

- ✓ Calcul de facteur de qualité Q : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
 - La qualité du contrôle de la construction.
 - La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Régularité en plan :

• **Condition de symétrie :**

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

Donc la régularité en plan **non vérifié** $P_q = 0,05$

- **Condition de régularité en élévation :**

✓ La continuité des systèmes de contreventement :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même

Nature **Condition vérifiée**

La vérification des masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment.....**condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Critère q	Observé	Non Observé
1. condition minimal sur les files de contreventement.	0	0,05
2. redondance en plan.	0	0,05
3. régularité en plan.	0	0,05
4. régularité en élévation.	0	0,05
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10
Q= 1.2		

- **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Avec } D \leq 2.5$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 (RPA)

Site S2(ferme) donc $T_2=0.4$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \eta=0.764$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc pour notre cas on prend $\xi = 10\%$.

$$0.4s < T_{RPA} = 0.881 < 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.4}{0.97}\right)^{2/3} = 1.06$$

Application numérique :

$$V_{RPA} = \frac{0.15 \times 1.06 \times 1.20 \times 60058.27}{3.5}$$

$$V_{RPA} = 3274.03 \text{ KN}$$

$$0.8V_{RPA} = 2619.23 \text{ KN}$$

✓ **L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :**

Pour obtenir l'effort tranchant par ETABS on suit les étapes suivantes :

Display → Show tables → Model Information → Building Modal Information Response Spectrum Base Reaction et choisir la combinaison E

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	3010,14	1,51	0,00	-40,282	83150,603	-26807,036
	EX	2	U1	0,00	-1,74	0,00	48,943	0,023	-21,457
	EX	3	U1	0,03	0,01	0,00	-0,201	-0,193	-0,261
	EX	4	U1	1066,79	1,22	0,00	-0,285	4336,365	-9635,792
	EX	5	U1	0,02	5,67	0,00	-38,338	0,135	69,721
	EX	6	U1	374,88	-7,72	0,00	54,048	2299,095	-3260,556
	EX	7	U1	0,03	1,45	0,00	-9,892	0,116	17,641
	EX	8	U1	3,33	0,88	0,00	-6,173	15,347	-22,670
	EX	9	U1	25,08	-2,05	0,00	15,495	112,152	-296,987
	EX	10	U1	2,99	0,92	0,00	-6,191	11,694	-21,699
	EX	11	U1	214,28	1,18	0,00	-4,238	801,941	-1805,051
	EX	12	U1	0,01	-1,89	0,00	8,892	0,034	-23,350
	EX	All	All	3230,92	6,27	0,00	73,491	83323,242	28798,534
	EY	1	U2	1,51	0,00	0,00	-0,020	41,640	-13,424
	EY	2	U2	-1,74	4229,45	0,00	-119076,283	-55,702	52203,199
	EY	3	U2	0,01	0,00	0,00	-0,047	-0,045	-0,061
	EY	4	U2	1,22	0,00	0,00	0,000	4,974	-11,054
	EY	5	U2	5,67	1486,29	0,00	-10057,898	35,375	18290,991
	EY	6	U2	-7,72	0,16	0,00	-1,113	-47,363	67,170
	EY	7	U2	1,45	71,52	0,00	-486,621	5,699	867,823
	EY	8	U2	0,88	0,24	0,00	-1,640	4,078	-6,023
	EY	9	U2	-2,05	0,17	0,00	-1,266	-9,166	24,436
	EY	10	U2	0,92	0,28	0,00	-1,899	3,587	-6,655
	EY	11	U2	1,18	0,01	0,00	-0,023	4,425	-9,959
	EY	12	U2	-1,89	513,24	0,00	-2411,263	-9,307	6332,031
	EY	All	All	6,27	4523,96	0,00	119569,512	76,808	55833,863

- Global Fx : dans le sens xx :

$$V_{\text{etabs}} = 3230.92 \text{ kN}$$

- Global Fy : dans le sens yy :

$$V_{\text{etabs}} = 4523.96 \text{ kN}$$

- **Vérification :**

-Sens xx : $V_{\text{etabs}} = 3230.92 \text{ kN} > 80\% V_{\text{RPA}} = 2619,23 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**

-Sens yy : $V_{\text{etabs}} = 4523.96 \text{ kN} > 80\% V_{\text{RPA}} = 2619,23 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**

4. Justification vis-à-vis des déformations, D'après le RPA 99 (art 5.10) :

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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \text{ (formule 4-19 de RPA)}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 99).}$$

Avec :

* δ_K : déplacement latérale au niveau K

* δ_{K-1} : déplacement latérale au niveau K-1.

Story	UX	$\delta_X(m)$	$\Delta_{kx} = \delta_k - \delta_{k-1}$	Uy	$\delta_Y(m)$	$\Delta_{ky} = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h(m)	condition
Terrasse 2	0.0322	0.113	0.008	0.0156	0.055	0.005	0.023	CV
Terrasse	0.0301	0.105	0.007	0.0143	0.050	0.004	0.0306	CV
ETG 9	0,0279	0,098	0,009	0,0129	0,046	0.006	0.0306	CV
ETG 8	0,0255	0,089	0,009	0,0115	0,040	0.005	0.0306	CV
ETG 7	0.0228	0.080	0.010	0.0100	0.035	0.005	0.0306	CV
ETG 6	0.0200	0.070	0.010	0.0085	0.030	0.005	0.0306	CV
ETG 5	0.0171	0.060	0.011	0.0070	0.025	0.005	0.0306	CV
ETG 4	0.0140	0.049	0.011	0.0056	0.020	0.005	0.0306	CV
ETG 3	0.0109	0.038	0.010	0.0042	0.015	0.004	0.0306	CV
ETG 2	0.0079	0.028	0.011	0.0030	0.011	0.005	0.0340	CV
ETG 1	0.0048	0.017	0.010	0.0018	0.006	0.003	0.0340	CV
RDC	0.0021	0.007	0.0067	0.0008	0.003	0.0027	0.0408	CV
S/SOL	0,0001	0,00035	0,00035	0,0001	0,00035	0.00035	0.0238	CV

Tableau V.3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.**5. Vérification de l'effet P-Delta:**

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 égal 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».

Sens x-x :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (KN)	θ_{kx}	$\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse1	194.65	2.30	0.008	43.96	0.015	cv
Terrasse	5422.41	3.06	0.007	687.78	0.018	cv
ETG 9	10267.92	3.06	0,009	1179.66	0.026	cv
ETG 8	15113.42	3.06	0,009	1559.76	0.028	cv
ETG 7	19958.92	3.06	0.010	1873.63	0.035	cv
ETG 6	24934.47	3.06	0.010	2142.20	0.038	cv
ETG 5	29910.03	3.06	0.011	2380.82	0.045	cv
ETG 4	34885.58	3.06	0.011	2604.82	0.048	cv
ETG 3	49861.13	3.06	0.010	2812.71	0.058	cv
ETG 2	45142.13	3.40	0.011	3000.78	0.049	cv
ETG 1	50088.78	3.40	0.010	3144.35	0.047	cv
RDC	55042.80	4.08	0.0067	3224.77	0.028	cv
S/SOL	60058.27	2.38	0,00035	3230.92	0.003	cv

Tableau V.4: Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Sens y-y :

Story	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (m)	θ _{ky}	θ _{ky} ≤ 0.1
Terrasse 1	194.65	2.30	0.005	65.49	0.006	cv
Terrasse	5422.41	3.06	0.004	915.66	0.008	cv
ETG 9	10267.92	3.06	0.006	1624.33	0.012	cv
ETG 8	15113.42	3.06	0.005	2191.58	0.011	cv
ETG 7	19958.92	3.06	0.005	2653.18	0.012	cv
ETG 6	24934.47	3.06	0.005	3055.62	0.013	cv
ETG 5	29910.03	3.06	0.005	3414.30	0.014	cv
ETG 4	34885.58	3.06	0.005	3723.61	0.015	cv
ETG 3	49861.13	3.06	0.004	3987.22	0.016	cv
ETG 2	45142.13	3.40	0.005	4220.60	0.016	cv
ETG 1	50088.78	3.40	0.003	4397.53	0.010	cv
RDC	55042.80	4.08	0.0027	4501.05	0.008	cv
S/SOL	60058.27	2.38	0.00035	4523.96	0.002	cv

Tableau V.5: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.**6. Déplacement maximal :**

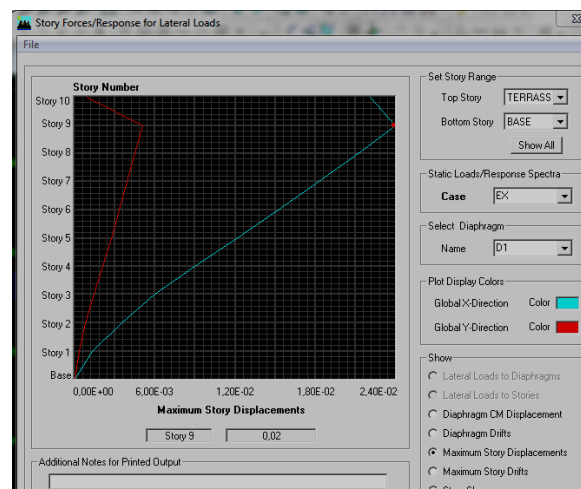
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$f_{\text{adm}} = \frac{37.66}{500} = 0,075 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

➤ **Suivant E_x :****Figure V.1 :**Déplacement maximal dans le sens (xx).

$$\delta_{\text{Max}} = 0.032 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = 0.075 \text{ m} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Suivant E_y :

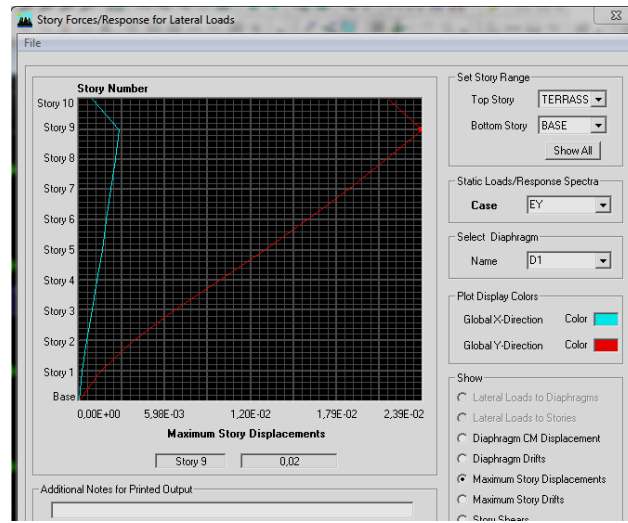


Figure V.2 :Déplacement maximal dans le sens (yy).

$$\delta_{\text{Max}} = 0.016 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = 0.075 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

7. Vérification de l'excentricité : D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7) :

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Sens x-x :

Story	Diaphragme	X _{CM}	X _{CR}	X _{CM} -X _{CR}	5% L _x	condition
S/SOL	D1	12.066	12.310	0.244	1.25	CV
RDC	D2	12.338	12.328	0.010	1.25	CV
ET1	D3	12.340	12.336	0.004	1.25	CV
ET 2	D4	12.341	12.338	0.003	1.25	CV
ET 3	D5	12.341	12.338	0.003	1.25	CV
ET4	D6	12.341	12.338	0.003	1.25	CV
ET 5	D7	12.341	12.337	0.004	1.25	CV
ET 6	D8	12.341	12.336	0.005	1.25	CV
ET 7	D9	12.341	12.336	0.005	1.25	CV
ET8	D10	12.341	12.335	0.006	1.25	CV
ET9	D11	12.341	12.335	0.006	1.25	CV
TERRASSE	D12	12.331	12.334	0.003	1.25	CV
Terrasse 1	D13	12.350	12.267	0.083	1.25	CV

Tableau V.6 : vérification de l'excentricité suivant x-x.**Sens y-y :**

Story	Diaphragme	Y _{CM}	Y _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}	5% Ly	condition
S/SOL	D1	8.929	8.851	0.078	0.9	CV
RDC	D2	8.233	8.876	0.643	0.9	CV
ET1	D3	8.977	8.882	0.095	0.9	CV
ET 2	D4	8.973	8.880	0.093	0.9	CV
ET 3	D5	8.978	8.878	0.100	0.9	CV
ET4	D6	8.978	8.875	0.103	0.9	CV
ET 5	D7	8.978	8.872	0.106	0.9	CV
ET 6	D8	8.979	8.868	0.111	0.9	CV
ET 7	D9	8.981	8.865	0.116	0.9	CV
ET8	D10	8.981	8.861	0.120	0.9	CV
ET9	D11	8.880	8.856	0.024	0.9	CV
TERRASSE	D12	8.804	8.847	0.043	0.9	CV
Terrasse 1	D13	6.175	6.114	0.061	0.9	CV

Tableau V.7: vérification de l'excentricité suivant y-y.

8. Vérification des efforts normaux aux niveaux des 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 :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

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.

Pour :

- **poteaux (50x50) :**

N_d= 1018.30 KN

$$V = \frac{1018.30 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.16 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 45x45 :**

N_d =643.46 KN

$$V = \frac{643.46 \times 10^3}{450.450.25} = 0,13 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 311.26 \text{ KN}$$

$$V = \frac{311.26 \times 10^3}{400.400.25} = 0,08 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.5. Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- La période fondamentale de la structure.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le déplacement relatif est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- le déplacement maximal est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort normal réduit est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.



CHAPITRE VI

Ferraillage des éléments

VI.1. Ferraillage des poteaux :**Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7.0), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

❖ Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G + Q \rightarrow$ à l'ELS

$G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

VI.1.1. Recommandations du RPA :

- **Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, droites et sans crochets.
- ✓ Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone II).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II**.
- ✓ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

- **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**$0.8\% b.h$**) :

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	$0.8\% b.h$ (cm²)	$4\% b.h$ (cm²)	$6\% b.h$ (cm²)
Poteaux (50x50)	20	100	150
Poteaux (45x45)	16,2	81	121,5
Poteaux (40x40)	12,8	64	96

Tableau VI.1.1 : la section minimale et maximale d'armatures.

VI.1.2.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

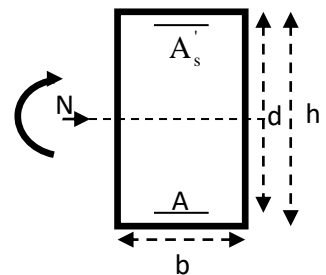
N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

➤ Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

➤ Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

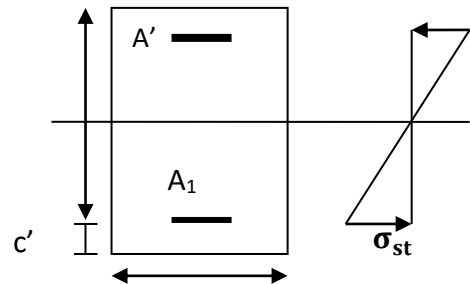
➤ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul : $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures

Deux cas peuvent se présenter

➤ 1er cas :

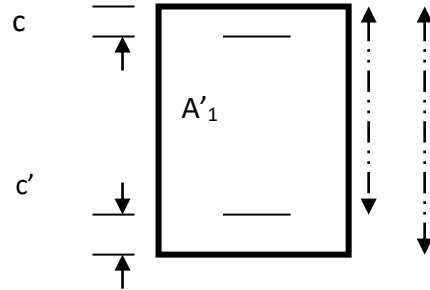
Si $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ —→ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s} \quad h$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh.f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

➤ 2^{eme} cas :

Si $N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ —→ la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh.f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.1.3. Calcul du ferrailage des poteaux:**Sens xx :**

Niveau	poteau	N(kn)	M(kn.m)	OBS	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S.SOL/ 2	50x50	N _{min} =837,57	M _{cor} =18,657	SEC	0	20	4HA20+8HA16 +4HA14	34,79
		N _{max} = -2178,73	M _{cor} =-15,49	SET	32,67			
		N _{cor} = -1719,55	M _{max} =49,755	SPT	27,66			
3/6	45x45	N _{min} =323,29	M _{cor} =6,682	SEC	0	16,2	4HA16+8HA14	20,36
		N _{max} =-1312,65	M _{cor} =20,088	SET	20,09			
		N _{cor} =-248,36	M _{max} =-32,262	SET	5,96			
7/10	40x40	N _{min} =107,63	M _{cor} =0,48	SEC	0	12,8	12HA12	13,57
		N _{max} =-629,93	M _{cor} =2,716	SPT	9,16			
		N _{cor} =-2,11	M _{max} =33,573	SPC	2,82			

Tableau VI.1.2 : ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).**Sens yy :**

Niveau	poteau	N(kn)	M(kn.m)	OBS	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S.SOL/ 2	50x50	N _{min} = 837,57	M _{cor} =2,434	SEC	0	20	4HA20+8HA16 +4HA14	34,79
		N _{max} = -2178,73	M _{cor} =-0,291	SET	31,69			
		N _{cor} = -676,45	M _{max} =-62,817	SET	13,89			
3/6	45x45	N _{min} =323,29	M _{cor} =2,529	SEC	0	16,2	4HA16+8HA14	20,36
		N _{max} = -1312,65	M _{cor} =3,285	SET	18,87			
		N _{cor} =-447,22	M _{max} =-57,542	SET	10,7			
7/10	40x40	N _{min} = 107,63	M _{cor} =2,075	SEC	0	12,8	12HA12	13,57
		N _{max} =- 629,93	M _{cor} =-0,855	SET	9,26			
		N _{cor} =-145,54	M _{max} =44,486	SPC	5,66			

Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).**VI.1.4. Vérifications à l'ELU :****Armatures transversales selon les recommandations du RPA****[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- ✓ Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a).Diamètre des armatures transversales:

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

 ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par trois cadres en $\phi 8$.Soit ($A_t=3,01 \text{ cm}^2$).**b). Espacement des armatures transversales :**❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2) :**Zone IIa on à :**➤ En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

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

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}\} = \{10 \times 1,2; 15\text{cm}\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{soit:} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t . b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8 \% S_t . b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentesAvec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée. λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

Avec l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ Poteaux (50 x 50)✓ S/SOL :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.38}{0.50} = 3,36 \quad \dots\dots 3 < \lambda_g = 3,36 \leq 5$$

Pour $\lambda_g \geq 5$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 3,35 \text{ cm}^2$

Pour $\lambda_g \leq 3$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.008 \times 15 \times 50 = 4,5 \text{ cm}^2$

Par interpolation on déduit Pour $\lambda_g = 3,36$:

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 < 3.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 2,94 \text{ cm}^2 < 3.01 \text{ cm}^2$ CV

✓ RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.08}{0.50} = 5,77 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \leq 3.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \leq 3.01 \text{ cm}^2$ CV

✓ Etage 1et2 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.40}{0.50} = 4,81 \dots\dots 3 < \lambda_g = 4,81 \leq 5$$

Pour $\lambda_g \geq 5$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$

Pour $\lambda_g \leq 3$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.008 \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm}^2$

Par interpolation on déduit Pour $\lambda_g = 4,81$:

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 1,75 \text{ cm}^2 < 3.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 2,61 \text{ cm}^2 < 3.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (45 x45):**✓ **Etage 3,4,5 et 6:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 4,81 \dots 3 < \lambda_g = 4,81 \leq 5$$

Pour $\lambda_g \geq 5$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$

Pour $\lambda_g \leq 3$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2$
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.008 \times 15 \times 45 = 5,4 \text{ cm}^2$

Par interpolation on déduit Pour $\lambda_g = 4,81$:

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 < 3.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 2,34 \text{ cm}^2 < 3.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (40 x40):**✓ **Etage 7, 8,9 et 10 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.4} = 5,41 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (50 × 50), (45 × 45) et (40 × 40) seront Composées de 3 cardes Ø8 $A_t = 3,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 10cm en zone nodal et de 15 cm en zone courante.

Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA**[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :**

- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique)
- La zone nodale est constituée par nœuds poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres y concourent
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

Avec :

- (**he**): La hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.
- (**b₁**, **h₁**): dimensions du poteau.

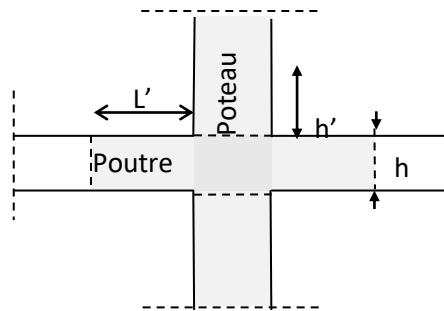


Figure VI.1.1 : Zone nodale

	H	h'
Poteau (50 x 50)	2.38	$h' = \text{Max} \left(\frac{238-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
	4.08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 62,2 \text{ cm}$
	3.4	$h' = \text{Max} \left(\frac{340-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (45 x 45)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40x 40)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodal

- **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Pour la zone II : $L_r = 40\Phi$

$\emptyset 20 \longrightarrow L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm.}$

$\emptyset 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$

$\emptyset 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$

$\emptyset 12 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de:

Calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ _{bu}	condition
50x50	2.38	50	47	36.63	3.36	0.04	0.15	1	CV
	4.08	50	47	36.63	5.77	0.075	0.15	1.875	CV
	3.40	50	47	36.63	4.81	0.04	0.15	1	CV
45x45	3.06	45	42	37.58	4.81	0.04	0.20	1	CV
40x40	3.06	40	37	31.91	5.41	0.075	0.21	1.875	CV

Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI.1.5. Vérification des contraintes à l'ELS :**A. État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

B. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2/BAEL 91):

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée} \end{array} \right.$

y_2 est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \end{array} \right.$$

- La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- ✓ Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- ✓ Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

- $y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$
- $y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$
- $y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

Finalement :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Sens x-x :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
S-SOL/2	$N_{min}=-78.69$	$M_{cor}=-0.58$	0	-30,4	-28,4	0	15	348	CV
	$N_{max}= -613.79$	$M_{cor}=13.081$	0	-207,1	-251,6	0	15	348	CV
	$N_{cor}=-422.81$	$M_{max}=21.054$	0	-122,2	-193,8	0	15	348	CV
3/6	$N_{min}=-38.46$	$M_{cor}=-0.649$	0	29,4	-24,7	0	15	348	CV
	$N_{max}= -387.75$	$M_{cor}=6.783$	0	-248,6	-297,6	0	15	348	CV
	$N_{cor}=-191.83$	$M_{max}=-9.513$	0	-169,4	-100,7	0	15	348	CV
7/10	$N_{min}=-5.61$	$M_{cor}=-0.024$	0	-6,36	-6,05	0	15	348	CV
	$N_{max}= -178.95$	$M_{cor}=5.387$	0	-162,9	-233	0	15	348	CV
	$N_{cor}=-21.77$	$M_{max}=-11.153$	0	-95,7	10,4	1,32	15	348	CV

Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS (sens x-x).

Sens y-y :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
S-SOL/2	$N_{min}=-78.69$	$M_{cor}=-2.172$	0	-33.1	-25.7	0	15	348	CV
	$N_{max}= -613.79$	$M_{cor}=-0.162$	0	-229.6	-229.1	0	15	348	CV
	$N_{cor}=-258.04$	$M_{max}=-5.935$	0	-106.5	-86.3	0	15	348	CV
3/6	$N_{min}=-38.46$	$M_{cor}=-3.817$	0	-40.9	-13.3	0	15	348	CV
	$N_{max}= -387.76$	$M_{cor}=-2.258$	0	-281.2	-264.9	0	15	348	CV
	$N_{cor}=-137.35$	$M_{max}=9.21$	0	-63.5	-130	0	15	348	CV
7/10	$N_{min}=-5.61$	$M_{cor}=1.193$	0.09	0.13	-13.9	0	15	348	CV
	$N_{max}= -178.95$	$M_{cor}=-1.163$	0	-205.5	-190.4	0	15	348	CV
	$N_{cor}=-15.89$	$M_{max}=9.646$	1.17	9.7	-79.6	0	15	348	CV

Tableau VI.1.7 : vérifications à l'ELS (sens y-y).

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

C. Condition de non fragilité :

$$A_{adoption} \geq A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	$e_s(m)$	$A_{min}(cm^2)$	A adopter (cm^2)	OBS
S-SOL/2	$N_{min}=-78.69$	$M_{cor}=-0.58$	0.007	4.11	34.79	CV
	$N_{max}=-613.79$	$M_{cor}=13.081$	0.021	4.64		CV
	$N_{cor}=-422.81$	$M_{max}=21.054$	0.050	6.95		CV
3/6	$N_{min}=-38.46$	$M_{cor}=-0.649$	0.017	3.65	20.36	CV
	$N_{max}=-387.75$	$M_{cor}=6.783$	0.017	3.67		CV
	$N_{cor}=-191.83$	$M_{max}=-9.513$	0.050	3.67		CV
7/10	$N_{min}=-5.61$	$M_{cor}=-0.024$	0.005	2.56	13.57	CV
	$N_{max}=-178.95$	$M_{cor}=5.387$	0.030	3.58		CV
	$N_{cor}=-21.77$	$M_{max}=-11.153$	0.512	0.80		CV

Tableau VI.1.8 : vérifications Condition de non fragilité (sens x-x).

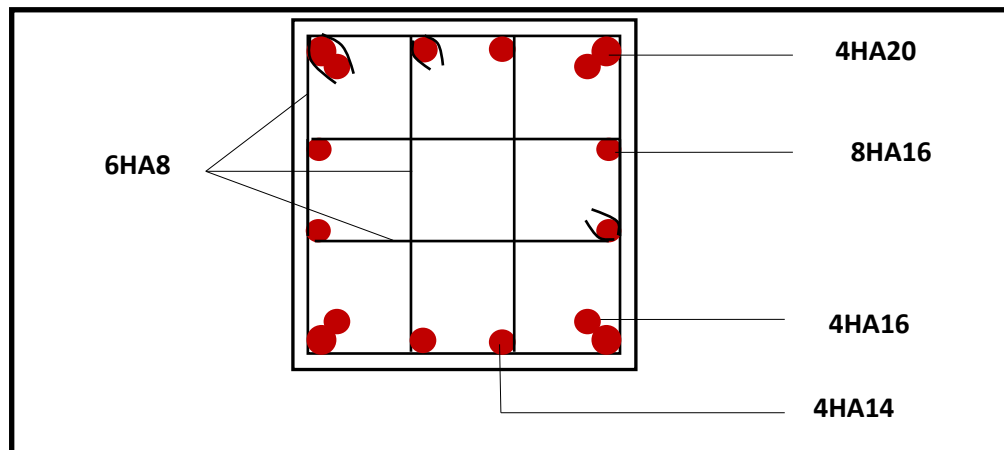
Sens y-y :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	$A_{min}(cm^2)$	A adopter (cm^2)	OBS
S-SOL/2	$N_{min}=-78.69$	$M_{cor}=-2.172$	0.03	3.91	34.79	CV
	$N_{max}=-613.79$	$M_{cor}=-0.162$	0.0003	3.90		CV
	$N_{cor}=-258.04$	$M_{max}=-5.935$	0.023	3.91		CV
3/6	$N_{min}=-38.46$	$M_{cor}=-3.817$	0.099	3.16	20.36	CV
	$N_{max}=-387.76$	$M_{cor}=-2.258$	0.006	3.14		CV
	$N_{cor}=-137.35$	$M_{max}=9.21$	0.067	3.15		CV
7/10	$N_{min}=-5.61$	$M_{cor}=1.193$	0.213	2.51	13.57	CV
	$N_{max}=-178.95$	$M_{cor}=-1.163$	0.006	2.46		CV
	$N_{cor}=-15.89$	$M_{max}=9.646$	0.607	2.60		CV

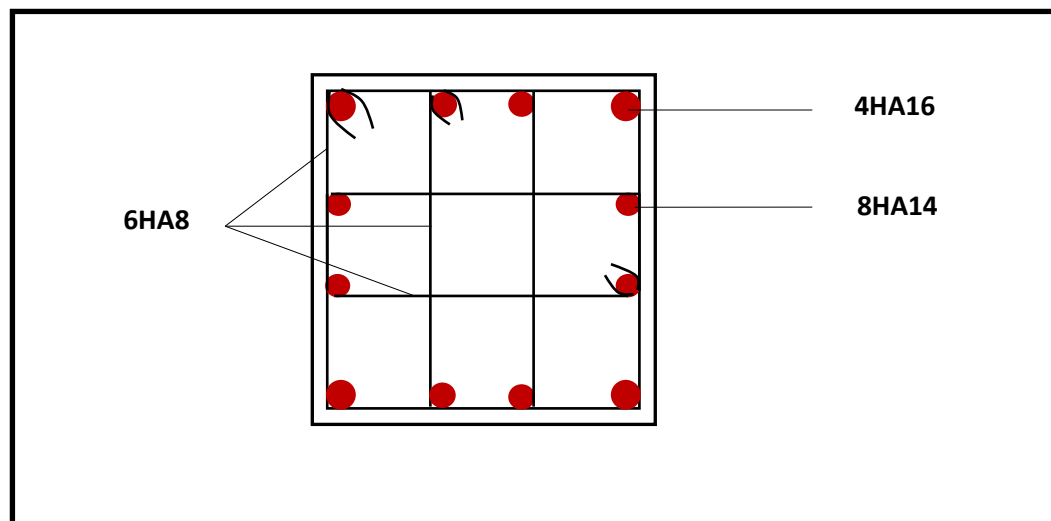
Tableau VI.1.9 : vérifications Condition de non fragilité (sens y-y)

VI.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux :**➤ Poteaux (50x50) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA20 + 8HA16 + 4HA14 = 34,79\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $6HA8 = 3,01\text{cm}^2$
-

**Figure VI.1.2: Ferrailage Poteau 50x50****➤ Poteaux (45x45) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA16 + 8HA14 = 10,68\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : $6HA8 = 3,01\text{cm}^2$

**Figure VI.1.3 : Ferrailage Poteau 45x45**

➤ **Poteaux (40x40) :**

-Les armatures longitudinales : 12 HA12 = **13,57 cm²**

-Les armatures transversales : 6HA8 = **3,01cm²**

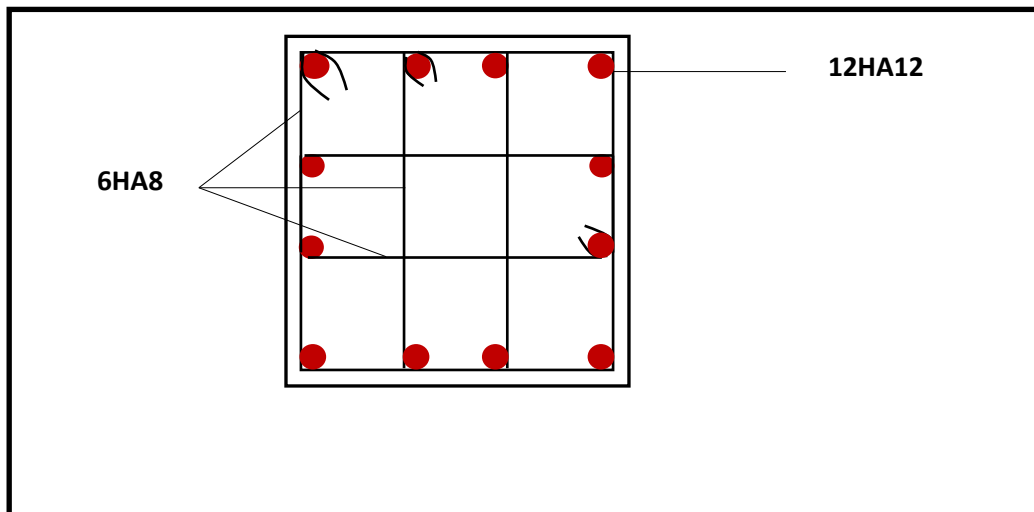


Figure VI.1.4 : Ferrailage Poteau 40x40

VI.2.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

1.35G + 1.5Q : à l'ELU.

G + Q : à l'ELS.

G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.

0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

Recommandations du RPA99/version 2003 :**VI.2.1. Armatures longitudinales :(R.P.A Art.7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% b h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement.}$$

	0.5% b h	4% b h	6% b h
Poutres principales (30*40)	6	48	72
Poutres secondaires (30*35)	5.25	42	63

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ pour la zone II_a.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
Min $\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right)$;

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

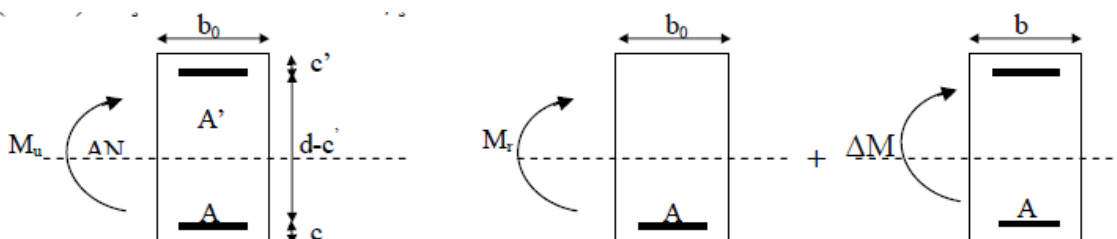


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

VI.2.4. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

Poutres principales :

Niveau	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
En Travée	62,467	0,083	SSA	0,956	5,16	6,75	3HA14+2HA12	6,88
Aux Appuis	102,536	0,136	SSA	0,927	8,86	6,75	3HA14+3HA14	9,24

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales

Poutres Secondaires :

Niveau	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
En Travée	31,063	0,041	SSA	0,979	2,9	5,25	3HA14+2HA12	6,88
Aux Appuis	45,894	0,061	SSA	0,968	4,38	5,25	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires

VI. 2.5. Vérifications à L'ELU :

- a) **Condition de non fragilité du béton de la section minimale**
(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{adopté} > A_{min}$

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

- **Poutres principales :**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

En Travée :

$$A_{adopté} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Aux Appuis :

$A_{\text{adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Poutres Secondaires :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 32 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

En Travée :

$A_{\text{adopté}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Aux Appuis :

$A_{\text{adopté}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton
(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

➤ $\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$ Avec : T_{max} : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutre principales : $\frac{124,34 \times 10}{30 \times 37} = 1.12 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\frac{83,16 \times 10}{30 \times 32} = 0.87 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui
(Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutre principales : $T_{\text{max}} = 124,34 \text{ kN} \leq 0.4 \times \frac{0.9 \times 30 \times 37 \times 25}{1.5} \times 10^{-1} = 666 \text{ kN}$
 Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $T_{\text{max}} = 83,16 \text{ kN} \leq 0.4 \times \frac{0.9 \times 30 \times 32 \times 25}{1.5} \times 10^{-1} = 576 \text{ kN}$
 Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures**(Art A.5.1.312 /BAEL91 / modifiée 99) :**

Si : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer le moment égale à $(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s > (T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{Y_s}{f_e}$$

Si : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0$ La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutre principales : $(124.34 + \frac{102,536}{0.9 \times 0.37}) = -183.58 < 0$

- Poutre secondaires : $(83.16 + \frac{45,894}{0.9 \times 0.32}) = -76.19 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**(ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées 99) :**

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum \mu_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

✓ Poutre principales : $\sum \mu_i = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.14$

$$\tau_u = \frac{124.34}{0.9 \times 37 \times 30.14} \times 10 = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutre secondaire : $\sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 20.73 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{83.16}{0.9 \times 32 \times 20.73} \times 10 = 1.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f) Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

✓ Pour $\phi 14$: $L_s = 49.34 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

✓ Pour $\phi 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

✓ Pour $\phi 14$: $L_s = 20 \text{ cm}$

✓ Pour $\phi 12$: $L_s = 18 \text{ cm}$

g) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$$

✓ Poutre principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{35}{10} ; 1.4\right) = (1.14 ; 3.5 ; 1.4) = 1.14 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ Poutre secondaire :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.4\right) = (1 ; 3 ; 1.4) = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

h) Espacement des armatures transversales :

Zone nodale: $s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right\}$

Zone courant: $s_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopter (cm)
Principale	Nodale	$s_t = \min \left\{ \frac{40}{4}, 12 \times 1.4, 30 \right\} = 10$	10
	Courante	$s_t = \frac{40}{2} = 20$	15
secondaire	Nodale	$s_t = \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30 \right\} = 8.75$	8
	Courante	$s_t = \frac{35}{2} = 17.5$	15

Tableau VI.2.4 : Espacement des armatures transversales

VI. 2.6. Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- ✓ Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutre secondaire : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- ✓ Poutre principal : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- ✓ Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VI. 2.7. Vérifications à l'ELS :**a. Etat limite d'ouverture des fissurations** (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99) :

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

b. Vérification des contraintes :**• Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \quad \{k_1, \beta\} \implies \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

• Vérification de la contrainte dans le béton :
(Article A.5.2 du BAEL 91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

• **Poutres Principales :**

	M_{smax}	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
En Travée	32.663	6,88	0,618	0,918	104	139.77	348	1.34	15	vérifiée
Aux Appuis	47.792	9.24	0,710	0,915	96.1	152.77	348	1.59	15	vérifiée

Tableau VI.2.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les Poutres Principales.

• **Poutres Secondaires :**

	M_{smax}	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
En Travée	9,748	6,88	0,716	0,915	96.1	48,39	348	3,23	15	Vérifiée
Aux Appuis	13,987	6,88	0,716	0,915	96.1	69,43	348	0,72	15	Vérifiée

Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les Poutres secondaires.

c. Etat limite de déformation :

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

$$f < \bar{f}$$

f : La valeur de la flèche trouvée par ETABS

• **Poutre principale :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{535}{500} = 1,07 \text{ cm}$$

$$f = 0,095 \text{ cm} < \bar{f} = 1,07 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

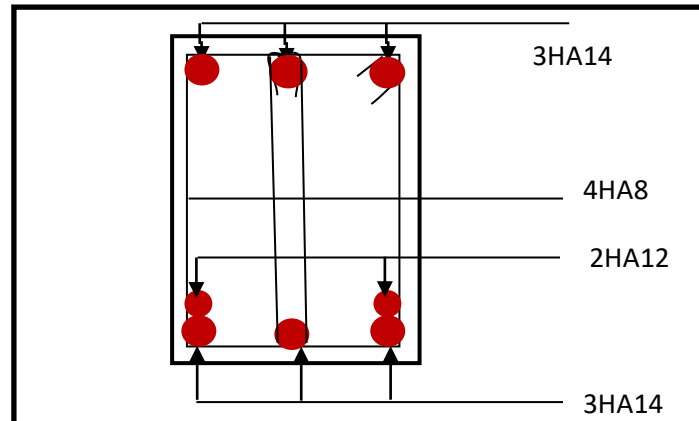
• **Poutre Secondaire :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

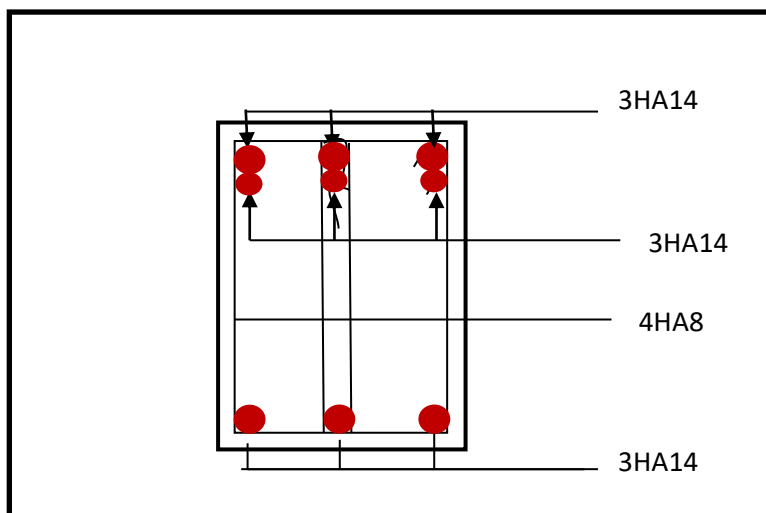
$$f = 0,069 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI. 2.8. Schéma de ferrailage des poutres :**➤ Poutres principales :****• En travée :**

- ✓ Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12 (chapeaux).
- ✓ Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure VI.2.2:** Ferrailage en travée d'une poutre principale.**• Sur appuis :**

- ✓ Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA14 (chapeaux).
- ✓ Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure VI.2.3:** Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires :**• **En travée :**

- ✓ Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12 (chapeaux).
- ✓ Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

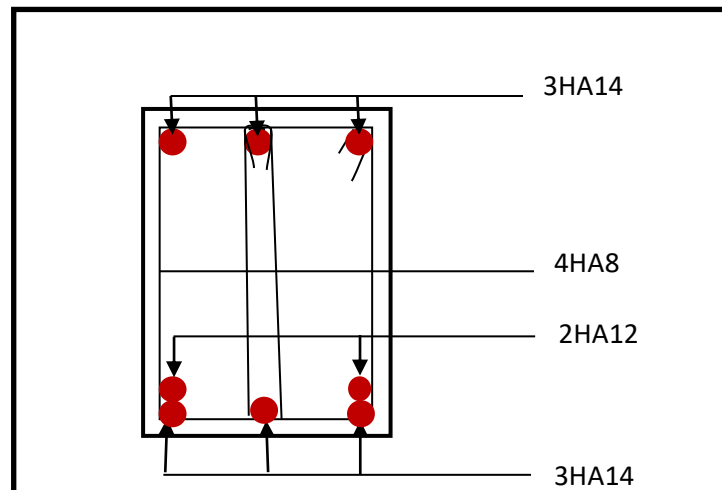


Figure VI.2.4 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

• **Sur appuis:**

- ✓ Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12
- ✓ Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

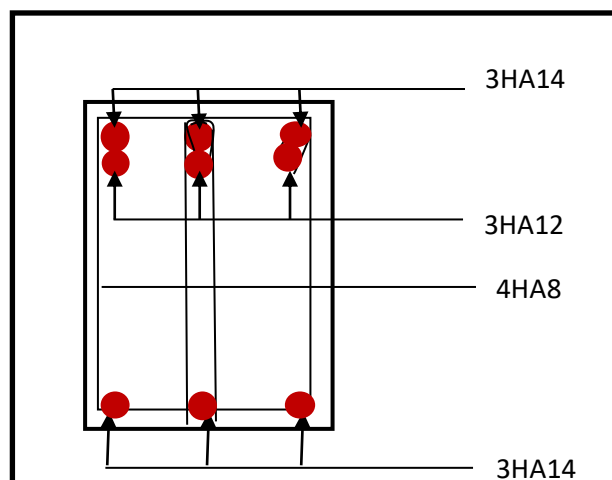


Figure VI.2.5 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VI.3 Ferraillage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : 1.35G+1.5Q

G+Q

Selon le RPA version 2003 : G+Q±E
0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : S/SOL au 2^{ème} étage.
- ✓ **Zone II** : 3^{ème} au 6^{ème} étage.
- ✓ **Zone III** : 7^{ème} au 10^{ème} étage.

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul:

1. Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

a)

b) **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

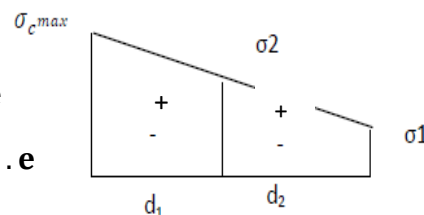


Figure VI.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile. σ_s : contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

c) **Section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

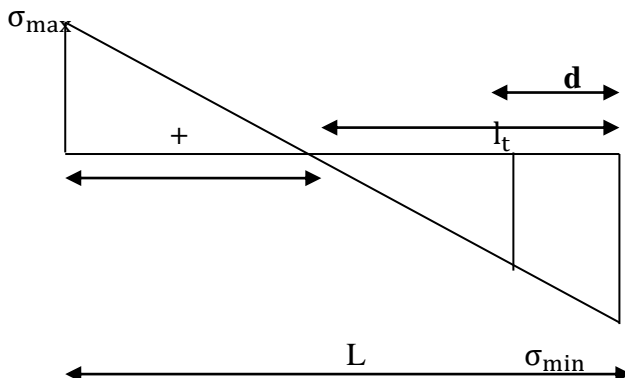
Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} l_c$ 

Figure VI.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

 $A_{\min} \geq A = 0.002B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)d) **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2$$

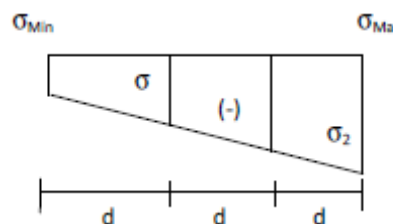


Figure VI.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$A_{\min} \geq A = 0.002B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (**7.7.4.3 du RPA 2003**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est supérieure à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\}$ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

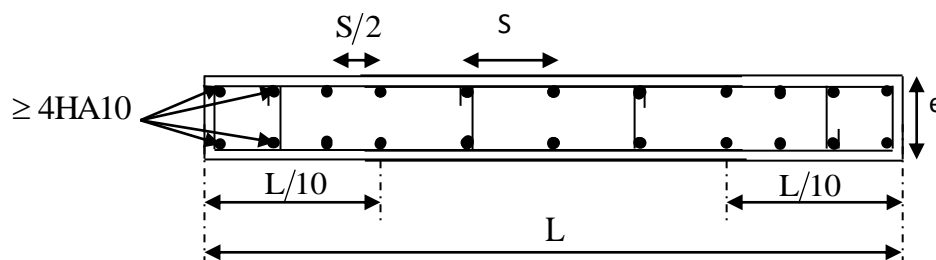


Figure VI.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Exemple de calcul du voile :

Soit à calculer le ferrailage du voile transversal VL; L=3.10m dans le sens xx.

a) Caractéristiques géométriques :**Zone I:**

$$L=3,10\text{m}, I = 0,29 \text{ m}^4 \quad 0,20\text{m}$$

$$B = 0,52 \text{ m}^2$$

**b) Sollicitation de calcul :**

2,60m

$$\sigma_{\text{Max}} = 2020,31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{Min}} = -13332,32 \text{ KN/m}^2$$

c) Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} L = 0,34\text{m}$$

$$L_t = 2,60 - 0,34 = 2,26 \text{ m}$$

d) Calcul de la longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 2,38 - 0,35 = 2,03\text{m}$ (hauteurs entre nus de planchers du voile considéré.)

L_c : la longueur de la zone comprimée.

On prend $d=0,23 \text{ m}$

e) Détermination de N :

Zone tendue

$$\frac{\sigma_{\text{min}}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\text{min}}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-13332,32(2,26 - 0,23)}{2,26} = -1346,873 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{min}} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-13332,32 - 1346,873}{2} \times 0,23 \times 0,2 = -334,83 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-1346,873}{2} \times 0,23 \times 0,2 = -273,38 \text{ KN}$$

f) Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{\text{St}}} = 22,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{\text{St}}} = 14,14 \text{ cm}^2$$

Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{452,83 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 24,53 \text{ cm}^2$$

g) Armatures minimales : (BAEL99)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0.002 B_1 \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right)$$

$$\text{Max} \left(\frac{23 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 20 \times 23 \right) = 2.42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (22.62) + \left(\frac{24.53}{4} \right) = 28.75 \text{ cm}^2$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (14.14) + \left(\frac{24.53}{4} \right) = 20.27 \text{ cm}^2$

Ferraillage adopté :

Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
$A_1 = 30.77 \text{ cm}^2$	2 × 10HA14	$S_t = 15 \text{ cm}$
$A_2 = 21.54 \text{ cm}^2$	2 × 7HA14	$S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VI.3.1 : Ferraillage adopté pour L = 3.10m

i) Armatures horizontales:

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4} \cdot 0.15\% B_1 \right)$$

$$A_H = 6.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6\text{HA12}$$

- **L'espacement des barres verticales et horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm})$$

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

j) Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m².

k) les potelets :

Vu que la section d'armatures dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

l) vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} = 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

m)-vérifications :

- **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{15A_v + B} \rightarrow \sigma_b = 2.43\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.43\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

- Selon le RPA99 (art : 7-7-2, RPA99) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = 1.35\text{MPa} \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Selon le BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T}{ed} = 0.968\text{MPa} \leq \tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I			II	III
			1	2	3		
Caractéristiques géométriques	Hpoutres [m]		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage [m]		2,38	4,08	3,4	3,06	3,06
	L [m]		3,10	3,10	3,10	3,10	3,10
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,520	0,520	0,520	0,530	0,540
	H [m]		2,38	4,08	3,40	3,06	3,06
	he [m]		2,03	3,73	3,05	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T [KN]		452,830	865,860	707,200	578,400	518,330
	N _{ser} [KN]		1374,64	1187,83	1016,22	805,99	322,68
	Vu [KN]		633,962	1212,204	990,080	809,760	725,662
	σ_{max} [KN/m²]		2020	2020	1552	917	126
	σ_{min} [KN/m²]		-13332	-11507	-9890	-8302	4365
	σ_s (kN/m²)		400	400	400	400	400
	Lc [m]		0,34	0,39	0,35	0,26	0,08
	Lt [m]		2,26	2,21	2,25	2,39	2,62
	$d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]		0,23	0,26	0,24	0,18	0,05
	d1 = d adopté [m]		0,23	0,26	0,24	0,18	0,05
	d2 = L _t - d adopté [m]		2,03	1,95	2,01	2,21	2,57
	σ_1 [KN/m²]		1346,873	1346,667	1034,833	611,187	84,040
	N1 [KN]		334,83	332,70	256,89	156,60	22,48
	N2 [KN]		273,38	262,99	208,22	135,12	21,63
armatures verticales	AV calculé (cm²)	Bande 1	22,62	16,32	12,42	12,25	12,02
		Bande 2	14,14	12,57	10,21	8,35	6,54
	A _{vj} (cm²)		24,53	22,52	20,41	18,32	16,87
	AV+(Avj/4) (cm²)	Bande 1	28,75	21,95	17,52	16,83	16,24
		Bande 2	20,27	18,20	15,31	12,93	10,76
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		2,3	2,6	2,4	1,8	0,5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	20 HA 14 30,77	20 HA 14 30,77	20 HA 14 30,77	20 HA 14 30,77	20 HA 12 22,61
		Bande 2	14 HA 14 21,54	14 HA 14 21,54	14 HA 14 21,54	14 HA 14 21,54	14 HA 12 15,83
	ST ≤ min(1,5e; 30cm)		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm²)		6,41	6,41	6,41	6,41	4,75
	choix de la section/ml		6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		15	15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	T _b	1,355	2,590	2,116	1,698	1,493
	$\bar{\tau}_u = 2.5$ MPA	T _u	0,968	1,850	1,511	1,213	1,067
	$\bar{\tau}_{bc} = 15$ MPA	σ_{bc}	2,43	2,10	1,79	1,40	0,56

VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I			II	III
			1	2	3		
Caractéristiques géométriques	Hpoutres [m]		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage [m]		2,38	4,08	3,4	3,06	3,06
	L [m]		1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,240	0,240	0,240	0,245	0,250
	H [m]		2,38	4,08	3,40	3,06	3,06
	he [m]		2,03	3,73	3,05	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T [KN]		252,300	432,100	324,570	310,300	288,550
	N _{ser} [KN]		1374,64	1187,83	1048,08	899,52	501,69
	Vu [KN]		353,220	604,940	454,398	434,420	403,970
	σ_{max} [KN/m²]		2047	1644	1687	724	589
	σ_{min} [KN/m²]		-17430	-15603	-14177	-11807	-6387
	σ_s (kN/m²)		400	400	400	400	400
	Lc [m]		0,13	0,11	0,13	0,07	0,11
	Lt [m]		1,07	1,09	1,07	1,15	1,14
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,08	0,08	0,09	0,05	0,07
	d1 = d adopté [m]		0,08	0,08	0,09	0,05	0,07
	d2 = L _t - d adopté [m]		0,99	1,01	0,99	1,11	1,07
	σ_1 [KN/m²]		1364,667	1096,253	1124,667	482,993	392,693
	N1 [KN]		158,02	127,37	130,18	58,03	47,71
	N2 [KN]		135,07	110,65	111,04	53,47	42,18
armatures verticales	AV calculé (cm²)	Bande 1	6,55	6,18	5,25	4,45	3,19
		Bande 2	4,15	4,07	3,78	2,34	2,05
	A _{vj} (cm²)		18,71	16,56	14,50	12,80	11,80
	AV+(A _{vj} /4) (cm²)	Bande 1	11,23	10,32	8,88	7,65	6,14
		Bande 2	8,83	8,21	7,41	5,54	5,00
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		0,8	0,8	0,9	0,5	0,7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04
		Bande 2	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 12 6,78
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm²)		3,60	3,60	3,60	3,68	3,75
	choix de la section/ml		6 HA 10 4,71	6 HA 10 4,71	6 HA 10 4,71	6 HA 10 4,71	6 HA 10 4,71
	Espacement st(cm)		15	15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1,635	2,801	2,104	1,970	1,795
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	τ_u	1,168	2,000	1,503	1,407	1,282
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	5,32	4,60	4,06	3,41	1,90

VL3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I			II	III
			1	2	3		
Caractéristiques géométriques	H poutres [m]		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage [m]		2,38	4,08	3,4	3,06	3,06
	L [m]		1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,280	0,280	0,280	0,285	0,290
	H [m]		2,38	4,08	3,40	3,06	3,06
	he [m]		2,03	3,73	3,05	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T [KN]		287,100	491,700	367,950	353,430	328,350
	N _{ser} [KN]		1264,64	1087,83	948,08	778,52	452,32
	Vu [KN]		401,940	688,380	515,130	494,802	459,690
	σ _{max} [KN/m²]		2047	1644	1687	724	589
	σ _{min} [KN/m²]		-17430	-15603	-14177	-11807	-6387
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400	400
	L _c [m]		0,15	0,13	0,15	0,08	0,12
	L _t [m]		1,25	1,27	1,25	1,34	1,33
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,10	0,09	0,10	0,05	0,08
	d ₁ = d _{adopté} [m]		0,10	0,09	0,10	0,05	0,08
	d ₂ = L _t - d _{adopté} [m]		1,15	1,18	1,15	1,29	1,25
	σ ₁ [KN/m²]		1364,667	1096,253	1124,667	482,993	392,693
	N ₁ [KN]		184,36	148,60	151,87	67,50	55,34
	N ₂ [KN]		157,59	129,09	129,55	62,19	48,93
armatures verticales	AV calculé (cm²)	Bande 1	11,58	10,28	10,12	8,40	7,08
		Bande 2	9,66	8,18	8,44	7,50	6,44
	A _{vj} (cm²)		22,00	8,72	7,80	5,74	4,60
	AV+(A _{vj} /4) (cm²)	Bande 1	13,76	12,24	11,56	9,56	8,02
		Bande 2	11,84	10,14	9,88	8,66	7,38
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		1,0	3,6	0,7	0,6	0,5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm²)	Bande 1	10 HA14 10 15,39	HA 14 10 15,39	HA14 10 HA 15,39	14 10 HA14 15,39	10 HA 12 11,30
		Bande 2	8 HA14 8 12,31	HA 14 8 12,31	HA14 8 HA 12,31	14 8 HA14 12,31	8 HA 12 9,04
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11	11	11	11
		Bande 2	20	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm²)		6,15	6,15	6,15	6,15	4,52
	choix de la section/ml		6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		15	15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	1,595	2,732	2,044	1,929	1,761
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	T _u	1,139	1,951	1,460	1,378	1,258
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	3,99	3,43	2,99	2,42	1,43

VT1:

Caractéristiques géométriques	Zone		I			II	III
			1	2	2		
Caractéristiques géométriques	H poutre [m]		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage [m]		2,38	4,08	3,4	3,06	3,06
	L [m]		5,35	5,35	5,35	5,35	5,35
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,970	1,020	1,020	1,025	1,030
	H [m]		2,38	4,08	3,40	3,06	3,06
	he [m]		1,98	3,68	3,00	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T [KN]		165,815	136,525	75,293	44,894	34,894
	N _{ser} [KN]		1015,23	839,31	772,84	297,57	257,51
	Vu [KN]		232,141	191,135	105,410	62,852	48,852
	σ _{max} [KN/m²]		4212	2691	307	378	340
	σ _{min} [KN/m²]		-7032	-6038	-2581	-1170	-1170
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400	400
	L _c [m]		1,82	1,57	0,54	1,25	1,16
	L _t [m]		3,03	3,53	4,56	3,87	3,99
	d ≤ min(he/2; 2L _c /3) [m]		0,99	1,05	0,36	0,83	0,77
	d ₁ = d _{adopté} [m]		0,99	1,05	0,36	0,83	0,77
	d ₂ = L _t - d _{adopté} [m]		2,04	2,48	4,20	3,04	3,22
	σ ₁ [KN/m²]		2295,167	1794,000	204,667	252,000	226,667
	N ₁ [KN]		923,39	820,92	100,68	118,64	107,97
	N ₂ [KN]		468,95	444,84	85,89	76,59	72,93
armatures verticales	AV calculé (cm²)	Bande 1	45,52	44,64	44,50	43,2	30,60
		Bande 2	25,64	22,24	26,56	26,90	20,44
	A _{vj} (cm²)		12,76	10,52	11,6	3,46	2,68
	AV+(A _{vj} /4) (cm²)	Bande 1	48,72	47,28	45,96	44,08	31,28
		Bande 2	30,40	28,72	28,02	27,78	21,12
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		9,9	10,5	3,6	8,3	7,7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm²)	Bande 1	36 HA14 55,39	36 HA 14 55,39	36 HA 14 55,39	36 HA 14 55,39	36 HA 12 40,69
		Bande 2	24 HA 36,93	24 HA 14 36,93	24 HA 14 36,93	24 HA 14 36,93	24 HA 12 27,13
	ST ≤ min(1,5e; 30cm)		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm²)		6,63	6,63	6,63	6,63	6,63
	choix de la section /ml		6 HA12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		15	15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0,266	0,208	0,115	0,068	0,053
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	τ_u	0,190	0,149	0,082	0,049	0,038
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	0,99	0,88	0,60	0,21	0,21

VT2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I			II	III
			1	2	3		
Caractéristiques géométriques	H poutre [m]		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage [m]		2,38	4,08	3,4	3,06	3,06
	L [m]		1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,230	0,230	0,230	0,235	0,240
	H [m]		2,38	4,08	3,40	3,06	3,06
	he [m]		1,98	3,68	3,00	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T [KN]		475,815	366,525	325,293	297,894	246,894
	N _{ser} [KN]		1005,23	930,31	632,84	227,57	220,57
	Vu [KN]		666,141	513,135	455,410	417,052	345,652
	σ _{max} [KN/m²]		4212	2174	1613	1578	1039
	σ _{min} [KN/m²]		-7032	-10632	-9735	-8082	4369
	σ _s (kN/m²)		400	400	400	400	400
	L _c [m]		0,43	0,20	0,16	0,19	0,23
	L _t [m]		0,72	0,95	0,99	0,98	0,97
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,29	0,13	0,11	0,13	0,15
	d ₁ = d _{adopté} [m]		0,29	0,13	0,11	0,13	0,15
	d ₂ = L _t - d _{adopté} [m]		0,43	0,82	0,88	0,86	0,82
	σ ₁ [KN/m²]		2808,000	1449,333	1075,333	1052,000	692,667
	N ₁ [KN]		282,60	157,24	117,80	116,88	77,80
	N ₂ [KN]		121,31	119,51	94,37	89,96	56,50
armatures verticales	AV calculé (cm²)	Bande 1	10,64	10,36	7,34	8,40	7,08
		Bande 2	6,88	6,56	5,38	5	4,82
	A _{vj} (cm²)		4,72	3,80	4,22	4,60	3,76
	AV+(A _{vj} /4) (cm²)	Bande 1	11,82	11,32	9,98	9,56	8,02
		Bande 2	8,06	7,52	6,44	6,14	5,76
armatures minimales	A _{min} /bande (cm²)		2,9	1,3	1,1	1,3	1,5
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm²)	Bande 1	8 HA14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04
		Bande 2	6 HA14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 12 6,78
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm²)		6,63	6,63	6,63	6,63	6,63
	choix de la section /ml		6 HA12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		15	15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²				
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	3,218	2,479	2,200	1,972	1,600
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	T _u	2,299	1,771	1,571	1,408	1,143
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	4,20	3,89	2,65	0,93	0,92

VT3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I			II	III
			1	2	3		
Caractéristiques géométriques	H poutre [m]		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur étage [m]		2,38	4,08	3,4	3,06	3,06
	L [m]		1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
	e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,290	0,290	0,290	0,295	0,300
	H [m]		2,38	4,08	3,40	3,06	3,06
	he [m]		1,98	3,68	3,00	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T [KN]		375,500	276,525	225,244	201,060	196,330
	N _{ser} [KN]		1005,23	930,31	632,84	227,57	227,57
	Vu [KN]		525,700	387,135	315,342	281,484	274,862
	σ _{max} [KN/m ²]		4212	936	860	630	524
	σ _{min} [KN/m ²]		-7032	-12477	-12346	-11182	-8633
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400	400
	L _c [m]		0,54	0,10	0,09	0,08	0,09
	L _t [m]		0,91	1,35	1,36	1,40	1,41
	d<=min(he/2;2L _c /3) [m]		0,36	0,07	0,06	0,05	0,06
	d1 = d adopté [m]		0,36	0,07	0,06	0,05	0,06
	d2 = L _t -d adopté [m]		0,54	1,28	1,29	1,34	1,36
	σ1 [KN/m ²]		2808,000	624,000	573,333	420,000	349,333
	N1 [KN]		356,32	88,38	81,33	60,85	51,40
	N2 [KN]		152,96	79,96	74,11	56,44	47,40
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	11,58	10,28	10,12	8,40	7,08
		Bande 2	9,66	8,18	8,44	7,50	6,44
	A _{vj} (cm ²)		8,72	7,80	5,74	4,60	3,76
	AV+(A _{vj} /4) (cm ²)	Bande 1	13,76	12,24	11,56	9,56	8,02
		Bande 2	11,84	10,14	9,88	8,66	7,38
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		3,6	0,7	0,6	0,5	0,6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande 1	10 HA14 15,39	10 HA 14 15,39	10 HA 14 15,39	10 HA 14 15,39	10 HA 12 11,30
		Bande 2	8 HA14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 14 12,31	8 HA 12 9,04
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm ²)		6,63	6,63	6,63	6,63	6,63
	choix de la section /ml		6 HA12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		15	15	15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	2,014	1,483	1,208	1,060	1,018
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$	T _u	1,439	1,059	0,863	0,757	0,727
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	3,33	3,09	2,10	0,74	0,74



CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VII.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques ; La capacité portante du sol
- La stabilité de l'ouvrage
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- La facilité de l'exécution
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

➤ Les fondations superficielles :

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

➤ Les fondations profondes :

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
- Erreurs lors de l'exécution.
- Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

VII.4. Dimensionnement :**a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1261.7 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1261.7}{200}} = 2.51 \text{ m}$$

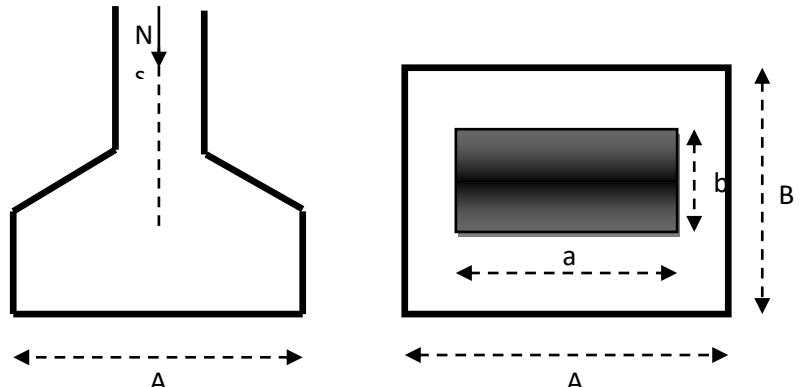


Figure VII.1 : dimensionnement d'une fondation

$$\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S = n \times B^2 = 40 \times 3^2 = 360 \text{ m}^2$

Avec:

n: nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t = 24,50 \times 17,50 = 428,75 \text{ m}^2$

Donc :

$$S_t = 360 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat} = 214,38 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment (chevauchement des fondations), ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :**1) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec :} \quad N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

voiles	$N_s(Kn)$	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	1924,3	3,10	3,10	9,61
VL ₂	1922,7	3,10	3,10	9,61
VL ₃	646,8	1,45	2,23	3,23
VL ₄	641,4	1,45	2,21	3,20
VL ₅	638,6	1,45	2,20	3,19
VL ₆	643,7	1,45	2,22	3,22
VL ₇	942,7	1,65	2,86	4,72
				s=36,78

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

Sens transversal :

voiles	$N_s(KN)$	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	2801,3	5,35	2,62	14,01
VT ₂	2808,6	5,35	2,62	14,04
VT ₃	2812,8	5,35	2,63	14,06
VT ₄	2804,1	5,35	2,62	14,02
VT ₅	609,4	1,40	2,18	3,05
VT ₆	611,2	1,40	2,18	3,06
VT ₇	605,7	1,40	2,16	3,03
VT ₈	607,9	1,40	2,17	3,04
VT ₉	976,4	1,70	2,87	4,88
VT ₁₀	965,4	1,70	2,84	4,83
				s=78.01

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 36,78 + 78,01 = 114,79 \text{ m}^2$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
1	1261.7	-0.02	-7.225	-9115.78
2	1069.5	1.67	-3.425	-3663.03
3	1201.7	0.3	0.075	90.127
4	1062.5	-0.02	3.525	3747.41
5	1139.9	-0.02	7.225	8235.77
	Σ=5735.3	Σ= 1.91		Σ= -707.60

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

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 5735.3 \text{ kN}$

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-707.60 + (1.91)}{5735.3} = -0.12 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = -0.12 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.50}{6} = 2.92 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5735.3}{17.5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.12)}{17.5} \right) = 314.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5735.3}{17.5} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.12)}{17.5} \right) = 341.21 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5735.3}{17.5} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.12)}{17.5} \right) = 334.47 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{334.47}{200} = 1.67 \text{ m}$$

Donc on opte pour : $B = 2 \text{ m}$

On aura : $S = 2 \times 17.5 = 35 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 35 \times 7 = 245 \text{ m}^2$$

- **La surface totale occupée par les semelles filantes est :**

$$S_t = S_p + S_v = 245 + 114,79 = 359,79 \text{ m}^2$$

- **La surface totale de la structure** : $S_{\text{bat}} = 17.5 \times 24.5 = 428.75 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{359,79}{428,75} \times 100 = 84 \%$$

Donc : $S_t = 359,77 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 214,37 \text{ m}^2$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.5. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :**❖ Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{max} = 5.20m$

$$\frac{535}{8} \leq h \leq \frac{535}{5}$$

$$66,87cm \leq h \leq 107$$

On prend : **h = 100 cm.**

❖ Sous poteaux :**• La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d > \frac{535}{20} = 26,75cm$$

Soit $h_d = 30cm$.

• Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n > \frac{535}{10} = 53,5cm$$

Soit $h_n = 100cm$.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$ Soit $b_n = 50cm$.

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{535}{50} \leq e_t \leq \frac{535}{40} \rightarrow 10.70\text{cm} \leq h_t \leq 13.38\text{cm} \text{ soit } h_t = 12\text{cm}.$$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à :}$$

$$\sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.35\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,10 \text{ m}.$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=110\text{cm}$** .

Conclusion :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : **$h_d = 30 \text{ cm}$** .
- La nervure: **$h_n = 110 \text{ cm}$** .
 $b_n = 50 \text{ cm}$.
- La dalle flottante : **$e_f = 12 \text{ cm}$** .

VII.5.2. Calcul de la surface nécessaire du radier :

Chargement	Charge permanente	G=60058.27KN
	Charge d'exploitation	Q=10713.41KN
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 60058,27 + 1.50 \times 10713,41 = 97148,78 \text{ KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 60058,27 + 10713,41 = 7077,17 \text{ KN}$
	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{97148,78}{1.33 \times 100} = 365,22 \text{ m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{16228.70}{100} = 353,86 \text{ m}^2$
Surface adoptée		$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 365,22 \text{ m}^2$
La surface du bâtiment		$S_{bat} = 428.75 \text{ m}^2$
Conclusion		<p>$S_{bat} = 428.75 \text{ m}^2 > S_{rad} = 365,22 \text{ m}^2$</p> <p>Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :</p> $L_{deb} \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = \max\left\{\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right\}$ $= 55 \text{ cm}$ $L_{deb} = 55 \text{ cm}$
Surface du débord		$S_{deb} = P \times L_{deb} = 2(24,5 + 17,5) \times 0,55$ $= 46,20 \text{ m}^2$
Surface totale du radier		$S_{rad} = S_{deb} + S_{bat} = 46,20 + 428,75$ $= 474,95 \text{ m}^2$

Tableau VII-4 : Surface du radier.

VII.5.3.Calcul des sollicitations à la base du radier :

Poids du bâtiment		G=60058,27KN	
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 474,95 \times 0.30 \times 25$	3562,13 KN
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n(h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.50 \times (1.10 - 0.30) \times 25 \times 241,5$	2415 KN
	Poids de TVO	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0.5 \times 241,5 = 120.75m^2$ $P_{TVO} = (474,95 - 120.75) \times 0.7 \times 17$	4214.98 KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = 474,95 \times 0.12 \times 25$	1424,85 KN
Poids de radier		11616,96 KN	
Surcharge d'exploitation		Surcharge de bâtiment Q	10713.41KN
		Surcharge du radier Q = 3.5 × 474,95	1662,325 KN
Poids total de la structure		G_T = G_b + G_{rad} = 60058,27 + 11616,96	71675,23KN
		Q_t = Q_b + Q_{rad} = 10713,41 + 1662,325	12375,74 KN
Combinaisons		ELU $N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 71675,23 + 1.50 \times 12375,74$	115325,16 KN
		ELS $N_s = G + Q$ $N_s = 71675,23 + 12375,74$	84050,97 KN

Tableau VII-5 : Sollicitation à la base du radier.

VII.5.4. Vérifications :**1) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Contrainte de cisaillement	$T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{115325,16 \times 1,00}{474,95} \times \frac{5,35}{2} = 649,53 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{649,53 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 300} = \mathbf{1.137 \text{ MPa}}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2,50 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}$
Observation	$\tau_u = 2,4 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa}$ <p>Condition vérifiée</p>

Tableau VII-6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.**2) Vérification de la stabilité de radier :****Tableau VII-7 :** Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	12.75m
	Moment d'inertie	I_{yy}	25562.96m⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 94313,34 + 3469,3 \times 1,10 = 98129,57 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{115325,16}{474,95} + \frac{98129,57}{25562,96} \times 12,75 = 291,76 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{115325,16}{474,95} - \frac{98129,57}{25562,96} \times 12,75 = 193,88 \text{ KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 291,76 + 193,88}{4} = \mathbf{260.82 \text{ KN/m}^2}$	
	Observation	$\sigma_m = 260,82 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	

	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{84050.97}{474.95} + \frac{98129.57}{25562.96} \times 12.75 = 225.91 \text{ KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{84050.97}{474.95} - \frac{98129.57}{25562.96} \times 12.75 = 128.03 \text{ KN/m}^2$
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 225.91 + 128.03}{4} = 188.47 \text{ KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 188.47 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>

Tableau VII-8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

✓ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	9.25m
	Moment d'inertie	I_{xx}	13454.70m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_Y = 4317,02 + 3516,2 \times 1.1 = 8174,84 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{115325.16}{474.95} + \frac{8174.84}{13454.70} \times 9.25 = 248.43 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{115325.16}{474.95} - \frac{8174.84}{13454.70} \times 9.25 = 237.20 \text{ KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 248.43 + 237.20}{4} = 245.62 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 245.62 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	

	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{84050.97}{474.95} + \frac{8174.84}{13454.70} \times 9.25 = 182.59 \text{KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{84050.97}{474.95} - \frac{8174.84}{13454.70} \times 9.25 = 171.35 \text{KN/m}^2$
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 182.59 + 171.35}{4} = 180.78 \text{KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 180.78 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>

VII.5.5. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

VII.5.5.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} cas :

Si : $\rho < 0.40 \rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas :

Si : $0.40 < \rho \leq 1 \rightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin D'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ Chargement :

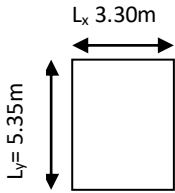
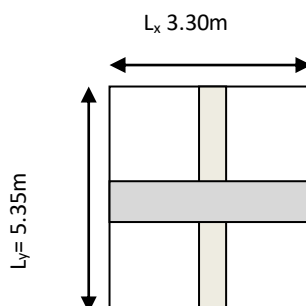
Dimension Panneau le plus sollicité		
Domain de portance		$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{5.35} = 0.62 > 0.40$ <p>Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.</p>
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_u^1; \sigma_u^2\} = \max\{260.82; 245.62\}$ $\sigma_m^{\max} = 260.82 \text{ KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_s^1; \sigma_s^2\} = \max\{188.47; 180.78\}$ $\sigma_m^{\max} = 188.47 \text{ KN/m}^2$
Chargement	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_u = 260.82 - \frac{11616.96}{474.95} \times 1m$ $q_u = 236.36 \text{ KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_s = 188.47 - \frac{11616.96}{474.95} \times 1m$ $q_s = 164.01 \text{ KN/ml}$

Tableau VII-9 : Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

➤ Sollicitation :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée.



	ELU	ELS
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	0.62	0.62
Coefficient de poisson	$\nu = 0$	$\nu = 0.20$
μ_x	0.0785	0.0837
μ_y	0.330	0.497
M_{0x}	$M_{0x} = 236.36 \times 0.0785 \times 3.30^2$ $M_{0x} = 202.06 \text{ KN.m}$	$M_{0x} = 164.01 \times 0.0837 \times 3.30^2$ $M_{0x} = 149.49 \text{ KN.m}$
M_{0y}	$M_{0y} = 0.330 \times 202.06$ $M_{0y} = 66.68 \text{ KN.m}$	$M_{0y} = 0.497 \times 149.49$ $M_{0y} = 74.30 \text{ KN.m}$

Tableau VII-10 : Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

➤ Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

❖ ELU :

Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.75 \times M_{0x} \\ M_{tx} &= 0.75 \times 202.06 = 151.55 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.75 \times M_{0y} \\ M_{ty} &= 0.75 \times 66.68 = 50.01 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_{ax} &= -0.50 \times M_{0x} \\ M_{ax} &= -0.50 \times 202.06 = -101.34 \text{ KN.m} \\ M_{ay} &= -0.50 \times M_{0y} \\ M_{ay} &= -0.50 \times 66.68 = -33.34 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

❖ ELS :

Moments en travées :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0.75 \times M_{0x} \\ M_{tx} &= 0.75 \times 149.49 = 112.12 \text{ KN.m} \\ M_{ty} &= 0.75 \times M_{0y} \\ M_{ty} &= 0.75 \times 74.30 = 55.73 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times 149.49 = -74.75$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times 74.30 = 37.15 \text{ KN.m}$$

VII.5.5.2. Ferrailage à l'ELU :

➤ **Dans le sens X-X :**

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 151.55 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 101.34 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{151.55 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0.146 < 0.392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c = 0 \text{ cm}^2)$	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{101.34 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0.098 < 0.392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c = 0 \text{ cm}^2)$
β	0.921	0.948
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{151.55 \times 10^6}{0.921 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 15.51 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{101.34 \times 10^6}{0.948 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 11.38 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\text{‰} \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7. 4 BAEL99})$ <p>Avec : $0.80\text{‰} \times b \times h$ pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.80\text{‰} \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0.62)}{2} = 2.86 \text{ cm}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
A_{adop}	8HA16=16.08 cm²	8HA14=12.32 cm²
Espacement	$S_t = 15 \text{ cm}$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VII-11 : Ferrailage de la dalle du radier (X-X).

➤ Dans le sens Y-Y :

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 50.01 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 33.34 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{50.01 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0.048 < 0.392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c=0\text{cm}^2)$	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{33.34 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 270^2}$ $\mu = 0.032 < 0.392$ $\rightarrow \text{SSA } (A_c=0\text{cm}^2)$
β	0.975	0.984
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{50.01 \times 10^6}{0.975 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 5.46 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{33.34 \times 10^6}{0.984 \times 270 \times 348}$ $A_{st} = 3.61 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\text{‰} \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7.4 BAEL99})$ <p>Avec : $0.80\text{‰} \times b \times h$ pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.80\text{‰} \times 100 \times 30 \times \frac{(3 - 0.62)}{2} = 2.86\text{cm}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
A_{adop}	5HA14=7.69cm²	5HA12=5.65cm²
Espacement	$S_t = 25\text{cm}$	$S_t = 25\text{cm}$

Tableau VII-12 : Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y).

VII.5.5.3.Vérification à l'ELU :• Vérification de l'espacement :

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x :	En travée : $S_t=15\text{cm}$ En appuis : $S_t=15\text{cm}$
	Sens L_y :	En travée : $S_t=25\text{cm}$ En appuis : $S_t=25\text{cm}$

Tableau VII-13 : Vérification de l'espacement.

- Vérification de la contrainte tangentielle (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

Contrainte tangentielle		
L'effort tranchant	V_u	$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$ $V_{u\max} = \frac{236.36 \times 3.30 \times 5.35}{2 \times 5.35 + 3.30}$ $V_{u\max} = 298.07 \text{ KN}$
τ_u		$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{298.07 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.1 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$ $\bar{\tau} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$
Observation		$\tau_u = 1.1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ <p>→ Condition vérifiée</p>

Tableau VII-14 : Vérification de la contrainte tangentielle.

VII.5.5.4. Vérification à l'ELS :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 25}$$

- Dans le béton :

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

Avec :

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

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

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	12.32	74.75	0.46	0.897	31.54	250.52	348	7.74	15	CV
	Travée	16.08	112.12	0.60	0.885	28.48	291.80	348	10.26	15	CV
Y-Y	Appui	5.69	37.15	0.21	0.926	52.57	261.14	348	4.97	15	CV
	Travée	7.69	55.73	0.28	0.916	44.52	293.02	348	6.58	15	CV

Tableau VII-15 : Vérification à l'ELS :

VII.5.6.Ferraillage des débords :

- Sollicitation de calcul :

Longueur	L=0.55m
ELU	$q_u=236.36 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_s=164.01 \text{ KN/ml}$
Sollicitation	$M_{uz} = \frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{236.36 \times 0.55^2}{2} = -35.75 \text{ KN.m}$
	$M_{sz} = \frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{164.01 \times 0.55^2}{2} = -24.81 \text{ KN.m}$

Tableau VII-16 : Sollicitation de calcul.

VII.5.6.1. Ferraillage à l'ELU :

Tableau VII-17 : ferraillage de débord.

Calcul des moments réduits μ	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{35.75 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 270^2} = 0.034$ $\mu = 0.034 < 0.392$ <p>→SSA</p>
β	0.983
Section d'acier	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

	$A_{st} = \frac{35.75 \times 10^6}{0.983 \times 270 \times 348} = 387 \text{ mm}^2$ $A_{st} = 3.87 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 270 \times 2.1}{400} = 326 \text{ mm}^2$ $A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2$
A_{adop}	$4\text{HA}12=4.52 \text{ cm}^2$
Espacement	$S_t = \min\{2h; 25\text{cm}\} = \min\{60\text{cm}; 25\text{cm}\}$ $S_t = 25 \text{ cm}$
Armatures de répartition	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$
A_{adop}	$4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec :}$ $S_t = \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{90\text{cm}; 33\text{cm}\}$ $S_t = 25 \text{ cm}$

VII.5.6.2. Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures :

Tableau VII-18 : Vérification des contraintes dans les aciers.

Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	Aucune vérification à effectuer	
Contrainte d'acier calculé $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{100 \times d} = 0.167$ $\beta_1 = 0.933$ $K_1 = 59.63$	$\sigma_s = 217.80 \text{ MPa}$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Tableau VII-19 : Vérification des contraintes dans le béton.

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$	$\sigma_b = 3.65 \text{ MPa}$
Observation	$\sigma_b = 3.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ → Condition vérifiée	

VII.5.7.Ferraillage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

➤ **Détermination des charges :****Tableau VII-20 : Répartitions simplifiée des chargements**

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$ Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(260.82 - \frac{11616.96}{474.95} - \frac{2415}{120.75} \right) \times 1m = 215.54 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(188.47 - \frac{11616.96}{474.95} - \frac{2415}{120.75} \right) \times 1m = 144.01 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitation :**• **Moment fléchissant :**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

• **Effort tranchant :**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L _x	L _y	f	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	S Q _{um}	Q _{sm}	SQ _{sm}	Q _{ut}	SQ _{ut}	Q _{st}	SQ _{st}
A-B	1	4,4	3,5	0,80	Trapézoïdal	1,74	1,50	215,5	144	374,29		250,08		324,34		216,70	
	2	4,4	5,35	0,82	Triangulaire	1,47	0,78	215,5	144	315,81	690,10	211,00	461,08	167,04	491,38	111,61	328,31
B-C	1	3,1	3,5	0,89	Triangulaire	1,03	0,78	215,5	144	222,50		148,66		167,04		111,61	
	2	3,1	5,35	0,58	Triangulaire	1,03	0,83	215,5	144	222,50	445,00	148,66	297,32	177,82	344,86	118,81	230,42
C-D	1	3,3	3,5	0,94	Triangulaire	1,10	0,83	215,5	144	236,86		158,25		177,82		118,81	
	2	3,3	5,35	0,65	Triangulaire	1,10	0,78	215,5	144	236,86	473,71	158,25	316,51	167,04	344,86	111,61	230,42
D-E	1	3,1	3,5	0,89	Triangulaire	1,03	0,78	215,5	144	222,50		148,66		167,04		111,61	
	2	3,1	5,35	0,58	Triangulaire	1,03	0,83	215,5	144	222,50	445,00	148,66	297,32	177,82	344,86	118,81	230,42
E-F	1	3,3	3,5	0,94	Triangulaire	1,10	0,83	215,5	144	236,86		158,25		177,82		118,81	
	2	3,3	5,35	0,65	Triangulaire	1,10	0,78	215,5	144	236,86	473,71	158,25	316,51	167,04	344,86	111,61	230,42
F-G	1	3,1	3,5	0,89	Triangulaire	1,03	0,78	215,5	144	222,50		148,66		167,04		111,61	
	2	3,1	5,35	0,58	Triangulaire	1,03	1,10	215,5	144	222,50	445,00	148,66	297,32	237,09	404,14	158,41	270,02
G-H	1	4,4	3,5	0,80	Trapézoïdal	1,47	1,50	215,5	144	315,81		211,00		324,34		216,70	
	2	4,4	5,35	0,82	Triangulaire	1,47	1,10	215,5	144	315,81	631,62	211,00	422,01	237,09	561,43	158,41	375,11

Tableau VII-21 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Travée	Panneau	L _x	L _y	f	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _{um}	SQ _{um}	Q _{sm}	SQ _{sm}	Q _{ut}	SQ _{ut}	Q _{st}	SQ _{st}
01-févr	1	4,4	3,5	0,80	Triangulaire	1,17	0,88	215,54	144,01	251,21		167,84		188,60		126,01	
	2	3,1	3,5	0,89	Trapézoïdal	1,29	1,06	215,54	144,01	278,50	529,71	186,07	353,92	229,15	417,74	153,10	279,11
02-mars	1	4,4	5,4	0,82	Trapézoïdal	2,07	1,77	215,54	144,01	446,71		298,46		381,78		255,08	
	2	3,1	5,4	0,58	Trapézoïdal	2,38	2,23	215,54	144,01	512,14	958,85	342,18	640,64	479,92	861,70	320,65	575,74
03-avr	1	4,4	5,4	0,82	Trapézoïdal	2,07	1,77	215,54	144,01	446,71		298,46		381,78		255,08	
	2	3,1	5,4	0,58	Trapézoïdal	2,38	2,23	215,54	144,01	512,14	958,85	342,18	640,64	479,92	861,70	320,65	575,74
04-mai	1	4,4	3,5	0,80	Triangulaire	1,17	0,88	215,54	144,01	251,21	529,71	167,84	353,92	188,60	417,74	126,01	279,11
	2	3,1	3,5	0,89	Trapézoïdal	1,29	1,06	215,54	144,01	278,50		186,07		229,15		153,10	

Tableau VII-22 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

➤ Détermination des sollicitations:

Sens longitudinal :

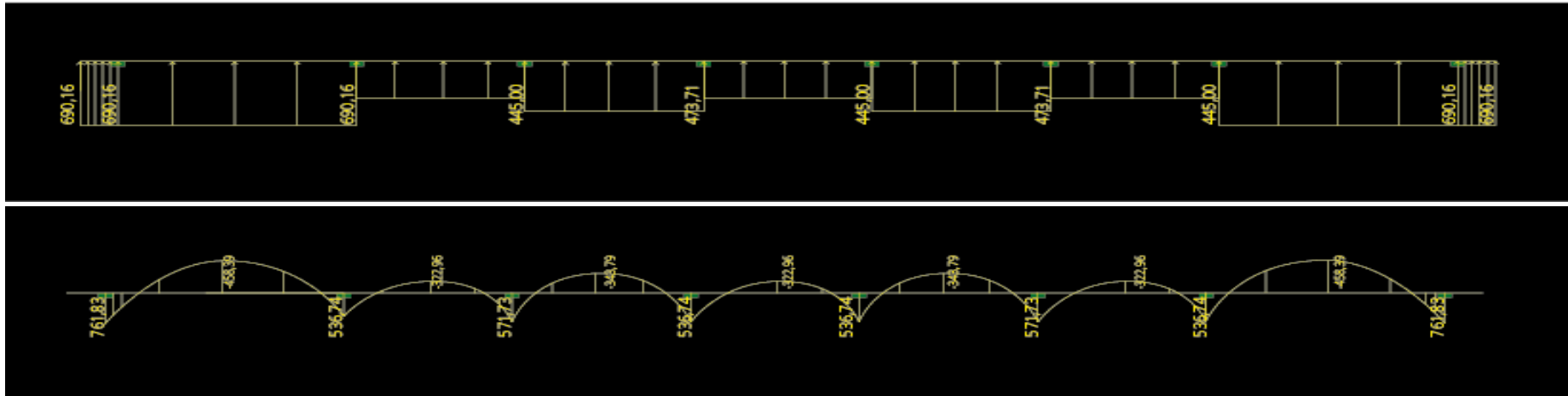


Fig VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

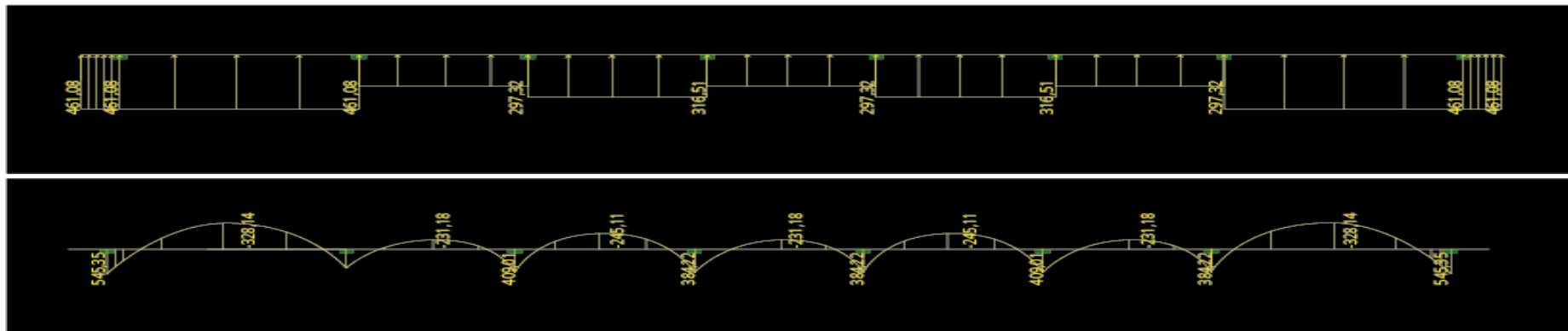


Fig VII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

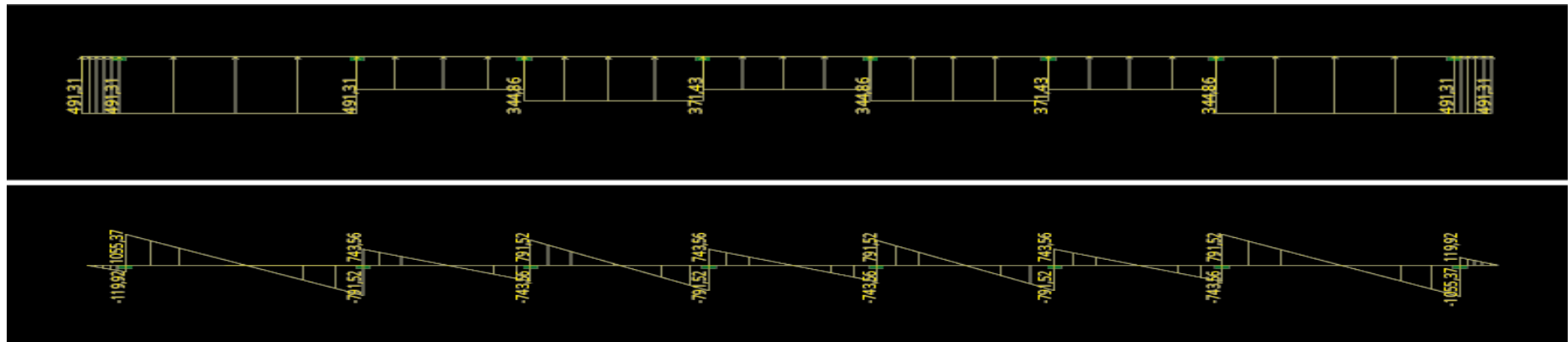


Figure VII.4 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).

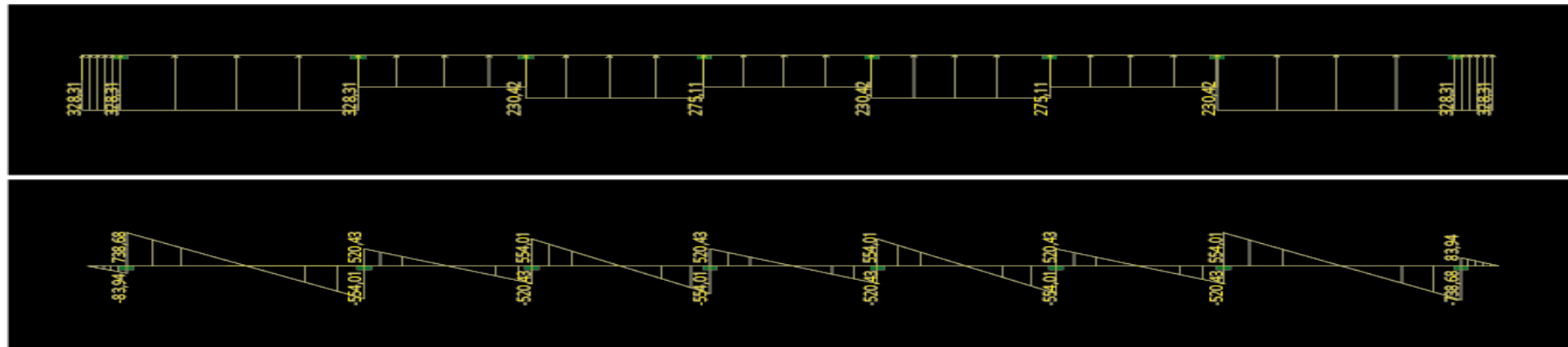


Figure VII.5 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal).

Sens longitudinal :

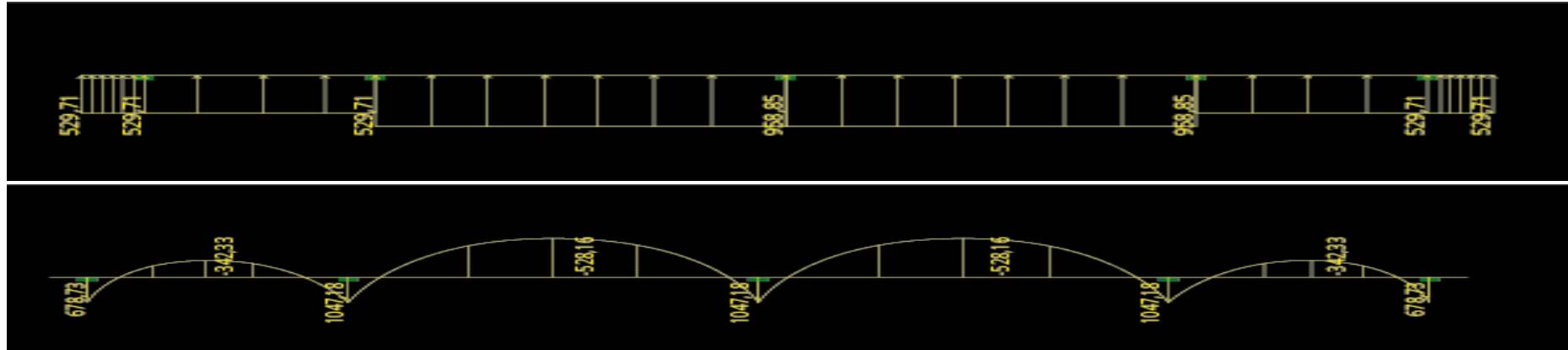


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

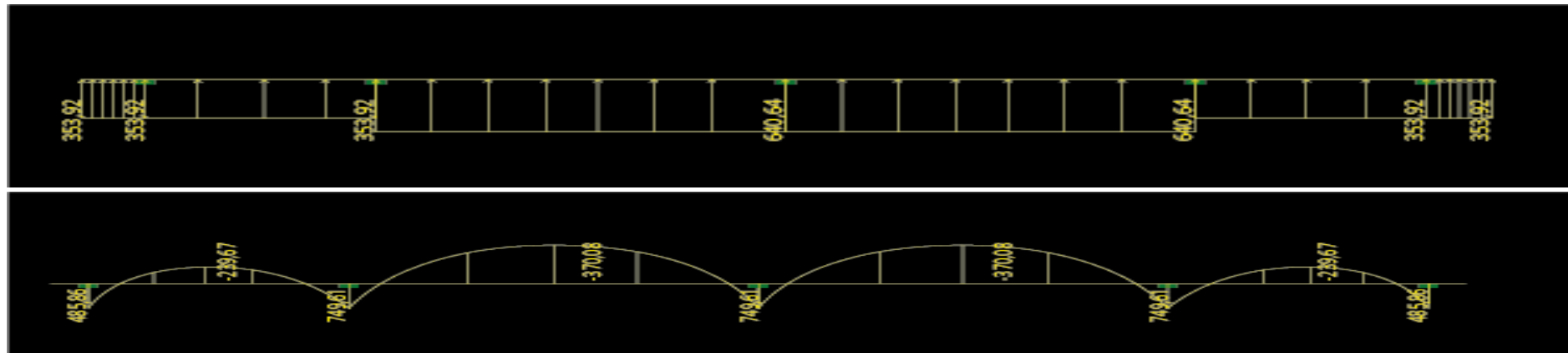


Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

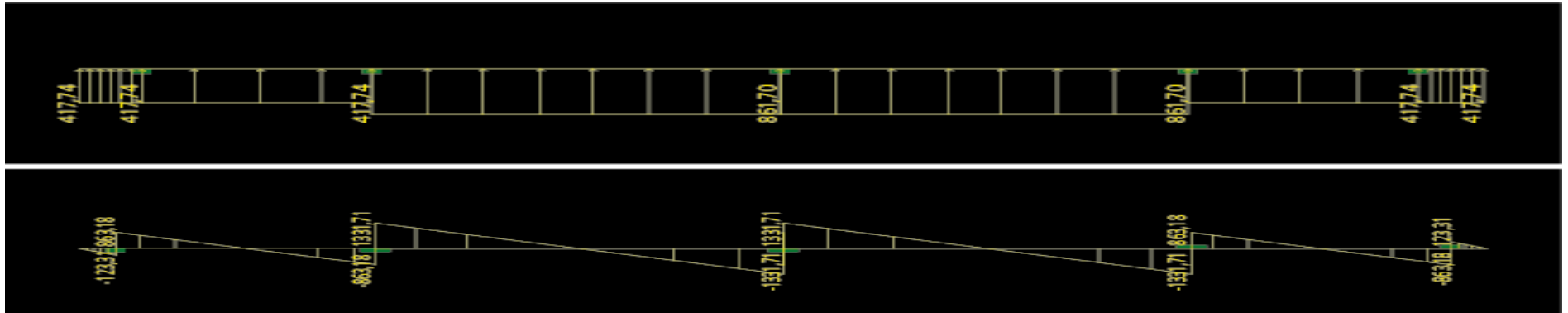


Figure VII.8 : Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens transversal).

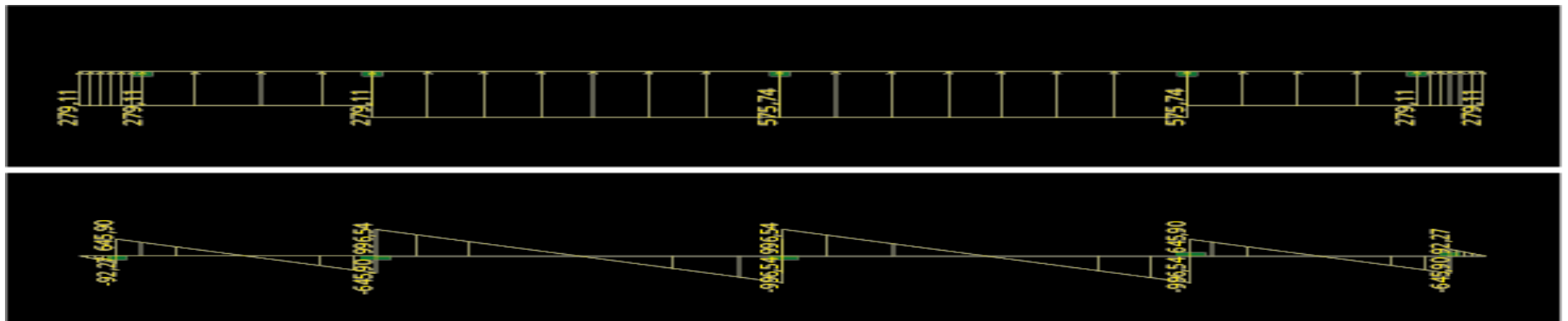


Figure VII.9 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens transversal).

➤ Sens longitudinal :

Tableau VII-23 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 458.39 \text{ KN.m}$	$M_{ts} = 328.14 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 761.83 \text{ KN.m}$	$M_{as} = 545.35 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_{\max} = 1055.37 \text{ KN}$	$T_{\max} = 738.68 \text{ KN}$

➤ Sens transversal :

Tableau VII-24 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 528.16 \text{ KN.m}$	$M_{ts} = 370.08 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 1047.18 \text{ KN.m}$	$M_{as} = 749.61 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_{\max} = 1331.71 \text{ KN}$	$T_{\max} = 996.54 \text{ KN}$

VII.5.7.1.Ferraillage de la nervure :➤ Armatures longitudinales :

$$b = 50 \text{ cm} ; d = 107 \text{ cm}$$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-25 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	$M_u (\text{KN.m})$	μ	Obs	β	A (cm^2)	Choix d'armature	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
X-X	Travée	458.39	0.056	SSA	0.971	12.68 cm^2	5HA20	15.71
	Appui	761.83	0.094	SSA	0.951	21.51 cm^2	5HA20+5HA16	25.76
Y-Y	Travée	528.16	0.065	SSA	0.966	14.68 cm^2	5HA20	15.71
	Appui	1047.18	0.128	SSA	0.931	30.21 cm^2	5HA20+5HA20	31.42

➤ **Armatures transversales :****Tableau VII-26 : Armature transversal.**

Diamètre		$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$ <p>Soit : $\phi = 8mm$</p>
Espacement	Zone nodale	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{110}{4}; 12 \times 2\right\}$ $S_t \leq \min\{27.50cm; 24cm\}$ $S_t = 10cm$
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55cm$ $S_t = 15cm$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)		$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$ $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 55$ $A_{min} = 1.65cm^2$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{ml} \times 1.1 = 3.3 cm^2$$

On opte pour : **2HA16= 4.02cm² (deux nappes).**

VII.5.7.2.Vérification à l'ELU :a) **Condition de non fragilité :****Tableau VII-27 : vérification de la condition de non fragilité.**

A_{min}	$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = 0.23 \times 500 \times 1070 \times \frac{2.10}{400}$ $A_{min} = 6.46cm^2$
A_{adop}	$A_{adop} = 15.71cm^2 > A_{min} = 6.46 cm^2$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VII-28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.50 \text{MPa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 1055.37 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{1055.37 \times 10^3}{500 \times 1070} = 1.97 \text{MPa}$
$\tau_u = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa}$ Condition vérifiée	
Sens transversale : $T_u^{\max} = 1331.71 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{1331.71 \times 10^3}{500 \times 1070} = 2.48 \text{MPa}$
$\tau_u = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa}$ Condition vérifiée	

VII.5.7.3. Vérification à l'ELS :• Dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

• Dans le béton :

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

Avec :

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

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

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	25.76	545.35	0.481	0.895	32.62	221.07	348	6.77	15	CV
	Travée	15.71	328.14	0.294	0.915	43.82	213.48	348	4.87	15	CV
Y-Y	Appui	31.42	749.61	0.587	0.886	28.86	251.66	348	8.72	15	CV
	Travée	15.71	370.08	0.294	0.915	43.82	240.61	348	5.49	15	CV

Tableau VII-29 : Vérification à l'ELS.**VII.5.7.4. Vérification de la stabilité au renversement (Art 10-1-5 RPA99 vs 2003) :**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieure de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

	N	M	$e = \frac{M}{N}$	B	$\frac{B}{4}$	Observation
X-X	84050.97	98129.57	1.17	25.5	6.37	CV
Y-Y	84050.97	8174.84	0.097	18.5	4.62	CV

Tableau VII-30 : Vérification de la stabilité au renversement



CHAPITRE VIII

Voile périphérique

VIII. Introduction :

Le voile périphérique est prévu sur le coté amant de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **2.38 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit ≥ 15 cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas une épaisseur de 20 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile périphérique est réalisé en béton armé.

VIII.1. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle: $q=10 \text{ kN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2$

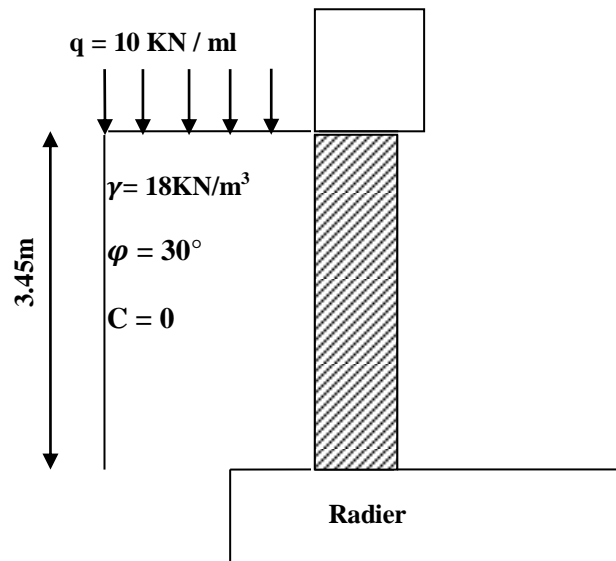


Figure VIII.1 : Schéma statique du voile périphérique.

VIII.2. Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur le voile périphérique. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

VIII.3. Calcul des sollicitations :

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 3.45 \text{ m}$$

➤ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

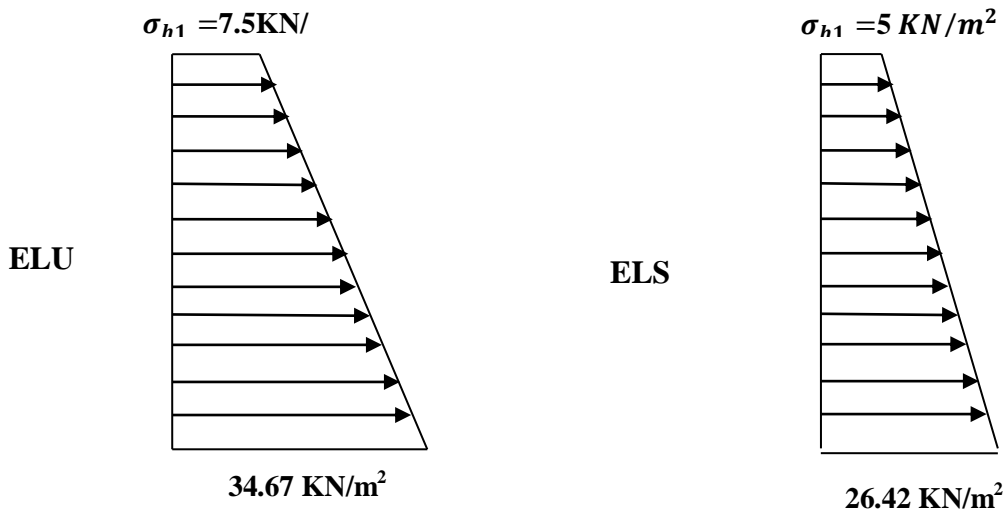
$$h = 2.38 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 2.38 + 1.5 \times 10) = 34.67 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2.38 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 (10 + 18 \times 2.38) = 26.42 \text{ kN/m}^2$$

➤ Diagramme des contraintes :**➤ Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 34.67 + 7.5}{4} = 27.88 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 26.42 + 5}{4} = 21.07 \text{ kN/ml}$$

VIII.4. Ferrailage du voile périphérique :**a) Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis et en travée par les coefficients suivants :

- ✓ Appuis de rive : 0.3
- ✓ Appuis intermédiaire : 0.5
- ✓ en travée L_x : 0,85
- ✓ en travée L_y : 0,75

b) Identification de panneau :

$$L_x = 2.38\text{m et } l_y = 5.35\text{m}$$

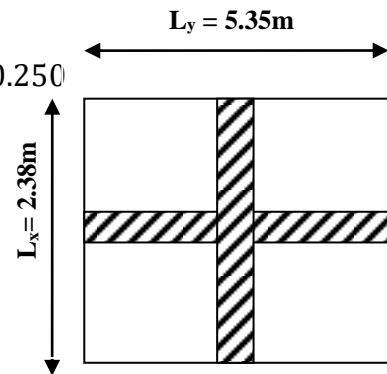
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.38}{5.35} = 0.44 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

c) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.44 \rightarrow \mu_x = 0,1032 \text{ et } \mu_y = 0.250$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,1032 \times 27,88 \times 2,38^2 = 16,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.25 \times 16,30 = 4,075 \text{ KN.m}$$

**d) Correction des moments :****Sens x-x :**

$$M_a = -0,3 \times 16,30 = -4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 16,30 = 13,86 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 4,075 = -2.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 4,075 = 3.06 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage du voile :**

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t cm	e (cm)
xx	Appuis	- 4,89	0.034	0.994	SSA	0.832	2.17	5HA12 = 5.65	20	20
	Travée	13,86	0.012	0.983	SSA	2.383	2.17	5HA12 = 5.65	20	20
yy	Appuis	- 2.04	0.005	0.998	SSA	0.346	2.17	6HA10 = 4.71	16	20
	Travée	3.06	0.007	0.996	SSA	0.519	2.17	6HA10 = 4.71	16	20

Tableau VIII.1: Ferraillage du voile périphérique.• **Recommandations du RPA :**

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les deux nappes sont reliées par des épingles en HA8.

4. Vérification à l'ELS :• **a). Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.44 \rightarrow \mu_x = 0.1059 \text{ et } \mu_y = 0.325$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.1059 \times 21.07 \times 2.38^2 = 12.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.325 \times 12.64 = 4.11 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :****Sens x-x :**

$$M_a = -0.3 \times 12.64 = -3.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 12.64 = 10.74 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 4.11 = -2.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 4.11 = 3.08 \text{ KN.m}$$

b).Vérification des contraintes :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{ 266.7 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot I_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	5.65	3.79	0.322	0.910	40.56	43.361	201.6	1.069	15	Cv
	Travée	5.65	10.74	0.332	0.910	40.56	122.876	201.6	3.029	15	Cv
Y-Y	Appuis	4.71	2.06	0.277	0.917	45.24	28.056	201.6	0.620	15	Cv
	Travée	4.71	3.06	0.277	0.917	45.24	41.676	201.6	0.921	15	Cv

Tableau VIII.2: Vérification des contraintes à ELS.

Résultats:

L'épaisseur du voile de soutènement est de 20cm.

✓ **Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :**

- **Sens x-x :**

En travée : 5HA12/ml avec un espacement de 20 cm.

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de 20 cm.

- **Sens y-y :**

En travée : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm.

Aux appuis : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de faire face aux difficultés et résoudre les problèmes que nous avons rencontrés au cours de notre étude.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton Armé aux états Limites.
- DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

Thèses :

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Logiciels et programmes :

- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- SOCOTEC (Ferraillage)
- ACIER
- Office 2007 (Traitement de texte, Calcul...etc)