

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :
FEKIR Mourad
RAHALI Bilal

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Bâtiment**

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-Sol) à usage
multiple contreventé par des voiles porteurs**

Devant le jury composé de :

Mr. OMRACI .K	UAMOB	Président
Mr. ABDELHAMID .A	UAMOB	Encadreur
Mr. DJOUABLI.H	UAMOB	Examineur
Mr. MOUSSAOUI.F	UAMOB	Examineur
Mr. ADJRAD.M	UAMOB	Co. Encadreur

Année Universitaire 2018/2019

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M^r ABDELHAMID Abdelmalek et M^r ADJRAD Mahmoud pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation de master en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et *qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet* trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Mourad

Bilal

Dédicaces

On dédie ce travail à :

A nos très chers parents qui n'ont jamais cessé de nous soutenir et de nous encourager et de nous orienter dans la bonne voie.

A ma fiancée

A nos frère(s) et sœur(s) qui ont su être présent pour nous.

A tous nos amis (es)

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Mourad

Dédicaces

On dédie ce travail à :

A nos très chers parents qui n'ont jamais cessé de nous soutenir et de nous encourager et de nous orienter dans la bonne voie.

A nos frère(s) et sœur(s) qui ont su être présent pour nous.

A tous nos amis (es)

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Bilal

Sommaire

Abréviations.....	I
Liste de figures.....	VI
Liste des tableaux	VIII
Liste de annexes.....	XI
Résumé	XII
Introduction générale.....	A

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	3
I.2 Situation	3
I.3) Caractéristiques du bâtiment	3
I.4) Les éléments de l'ouvrage.....	3
I.5) Présentation de la méthode de calcul aux états limites	5
I.6) Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
I.7 Protection des armatures.....	14
I.8 Les combinaisons d'action.....	15

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1) Introduction	17
II.2) Pré dimensionnement des éléments secondaires	17
1) Les Planchers	17
2) L'acrotère	18
3) Les balcons	19
4) Les escaliers :.....	19
II.3) Pédimensionnement des éléments porteurs principaux.....	22
1) Les voiles.....	22
II.4)Pré dimensionnement des poutres	24
II.5) Les poteaux	25
II.6) Evaluation des charges et surcharges.....	28
1) Plancher terrasse	28
2) Planchers des étages courants	29
3) Charges et surcharges au niveau des balcons	31
4) Charges et surcharges au niveau des escaliers.....	31
II.7) Loi de dégression	32
II.8) Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité	34

Sommaire

1) Poteau centrale.....	34
II.9) Descente de charge :.....	37
<u>Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires</u>	
III) Introduction	40
III.1) Etude de l'acrotère.....	40
III.1.1) Définition.....	40
III.1.2) Schéma statique (sollicitation durable).....	40
III.1.3) Evaluation des surcharges	40
III.1.4) Vérification au séisme	41
III.1.5) Les charges	41
III.1.6) Combinaison de sollicitation	42
III.1.7) Ferrailage de l'acrotère.....	42
III.1.8) Vérification au cisaillement.....	44
III.1.9) Vérification de Contrainte d'adhérence.....	45
III.1.10) Calcul des armatures de répartition	45
III.1.11) Vérification des contraintes à L'ELS	46
III.1.12) Vérification des espacements des barres	46
III.1.13) Vérification au flambement	47
III.1.14) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3)	48
III.2) Etude du balcon	49
III.2.1) Introduction	49
III.2.2) Charges verticales.....	49
III.2.3) Détermination des sollicitations	49
III.2.4) Calcul des sollicitations	50
III.2.5) Calcul du Ferrailage	52
III.2.6) Les vérifications	53
III.3) Calcul du plancher.....	56
III.3.1) Calcul des poutrelles.....	56
III.3.2) calcul des sollicitations	60
III.3.3) Calcul des armatures à L'ELU	67
III.3.4) Armatures transversales.....	68
III.3.5) Les Vérifications	68
III.3.5) Etat limite d'ouverture des fissures	71
III.4) Calcul des escaliers	74

Sommaire

III.4.1) type de l'escalier (trois volée)	75
III.4.2) Ferrailage à LELU	81
III.5) Etude de la poutre brisée	88
III.5.1). Dimensionnement de la poutre brisée	88
III.5.2) Étude de la poutre brisée	89
III.5.3) Calcul des armatures à l'ELU	91
III.5.4) Vérification à l'ELU	91
III.5.5) Vérification à L'ELS	93
III.5.6). Etude de la poutre à la torsion	94
III.5.7) Ferrailage	96
III.6) Calcul de la salle des machines	96
III.6.1) Définition	96
III.6.2) Dimensionnement de la dalle	97
III.6.3) Dimensionnement	97
III.6.4) Calcul des sollicitations	98
III.6.5) Evaluation des moments	99
III.6.6) Calcul des armatures	102
III.6.7) Les Vérifications	104
III.6.8) Schéma de ferrailage	106
<u>Chapitre IV : Etude dynamique et sismique</u>	
IV) Introduction	108
IV.1) Objectif de l'étude dynamique	108
IV.2) Modélisation	108
IV.3) La modélisation de la structure	110
IV.4) Présentation du logiciel ETABS	111
IV.5 Etude sismique de bâtiment	113
1) Introduction	113
2) Méthode dynamique modale spectrale	113
3) Spectre de réponse de calcul	114
4) Méthode statique équivalente	115
IV.6) Choix de la disposition des voiles	119
1) Caractéristiques géométriques et massique de la structure	120
2) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires	122
IV.7) calcul de l'effort tranchant modal à la base :	126

Sommaire

IV.8) Vérification des exigences de RPA99/2003	129
1) Résultante des forces sismiques de calcul	129
2) Justification du système de contreventement	130
3) Spectre de réponse	131
IV.9) Distribution des forces sismique selon la hauteur.....	131
IV.10) Vérification des déplacements latéraux inter-étage.....	133
IV.11) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	135
IV.12) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble.....	137
IV.13) Les Poteaux.....	140

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1) Introduction	142
V.1.1) Ferrailage des poteaux	142
V.1.2) Combinaison des charges	143
V.1.3) Efforts internes durable et accidentelle.....	143
V.1.4) Calcul des armatures longitudinales	144
V.1.5) Les armatures en flexion composée.....	147
V.1.6) Vérification de pourcentage maximal d'armature	148
V.1.7) Vérification des poteaux à l'ELU	148
V.1.8) Armatures transversales.....	149
V.1.9) Vérification des contraintes	151
V.2) Ferrailage des poutres.....	155
V.2.1) Introduction.....	155
V.2.2) Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa.....	155
V.2.3) Recommandation du BAEL 91	156
V.2.4) Présentation de la méthode de calcul.....	157
V.2.5) Calcule du Ferrailage.....	160
V.2.6) Calcul de ferrailage longitudinal	161
V.2.8) Calcul de ferrailage transversal	163
V.2.9) ferrailage des poteaux.....	165
V.3) Ferrailage des voiles	167
V.3.1) Introduction.....	167
V.3.2) Les combinaisons d'action	167
V.3.3) Procèdes de calcul.....	168
V.3.4) Vérifications	171

Sommaire

V.3.5) Ferrailage des voiles	174
V.3.6) Schéma de Ferrailage des voiles.....	181
<u>Chapitre VI : Etudes des fondations</u>	
VI.1) Introduction.....	184
VI .2) Etude de sol.....	185
VI .3) Choix du type de fondation	185
VI .4) Etude du radier	186
VI .5) Pré-dimensionnement du radier	187
VI .6) Vérification du radier	189
VI .7. Caractéristiques géométriques.....	191
1) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	192
2) Vérification du soulèvement.....	193
3) Vérifications de la stabilité au renversement.....	194
4) Vérification de la stabilité au renversement du radier	195
5) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	196
VI .8) Ferrailage du radier	197
1) Méthode de calcul.....	197
2. Ferrailage du débord du radier	201
3) Ferrailage des poutres (nervures)	203
VI .9) Calcul du ferrailage	209
VI .10) Vérification	210
VI .11) Etude de voile périphérique	212
1) Introduction	212
2) Préconisation du RPA 99.....	212
3) Dimensionnement.....	213
4) Détermination des sollicitations	213
5) Méthode de calcul.....	214
6) Ferrailage du voile	214
Conclusion générale	219
Bibliographie	221
Annexes	223

Sommaire

Abréviations

Abréviations

A : coefficient d'accélération de zone

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Cr_n : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

T : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

Abréviations

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps.

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

My : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M₂ : coefficient de Pigeaud
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2
M₃₃ : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

Ne : effort normal au centre de la section

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

Abréviations

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

Pr : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

Sr : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

Uc : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

Vt : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

Wp : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b₀ : largeur de la nervure

b₁ : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

Abréviations

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h₁ : hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l₀ : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q_l : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

Abréviations

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Liste des figures

Liste de figures

Figure. I.1 : Diagramme des déformations limites de la section	6
Figure I.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.	11
Figure I.3: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.....	11
Figure I.4: Diagramme contrainte déformation.....	14
Figure II.1- Schéma d'un plancher terrasse.....	17
Figure II.2- Dimensionnement de la plancher terrasse.....	18
Figure II.3 Les escaliers.....	20
Figure II.4: coupe de voile en élévation	22
Figure II.5 coupe du voile en plan.....	23
Figure II.6 Dimensionnement de la poutre	24
Figure II.7 : Plancher terrasse (corps creux).....	28
Figure II.8 : Composition du plancher d'étage courant.....	29
Figure II.9 : remplissage en double paroi	30
Figure III.1.1 : Schémas de ferrailage de l'acrotère	48
Figure III.2.1: diagramme du moment et l'effort tranchant à ELU	52
Figure III.2.2: diagramme du moment et l'effort tranchant à ELS.....	52
Figure III.2.3: Schéma de ferrailage de balcon	55
Figure III.3.1: Schéma des poutrelles	56
Figure III.3.2: La nervure	57
Figure III.3.3): Diagramme des moments à L'ELU.	65
Figure III.3.4): Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	65
Figure III.3.5) : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	66
Figure III.3.6) : Diagramme des moments à L'ELS.....	66
Figure (III.3.7) : Schéma de ferrailage des poutrelles	74
Figure (III.4.1) : Schéma statique de l'escalier	74
Figure (III.4.2) : Schéma statique à L'ELU.....	75
Figure (III.4.3) : Schéma statique à L'ELS.	77
Figure (III.4.4) : Schéma de Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	79
Figure (III.4.5) : Schéma de Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	80
Figure (III.4.6) : Schéma de ferrailage des escaliers	88
Figure III.5.1: schéma statique de la poutre brisée.....	89
Fig III.5.2: schéma statique Diagramme des moments et des efforts tranchants	90

Liste des figures

Figure (III .5.3) : schéma de ferrailage de la poutre brisée.	96
Figure III.6.1: Schéma d'ascenseur	97
Figure III.6.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	97
Figure III.6.3 : Diagrammes des moments à L'ELU	100
Figure III.6.4 : Diagrammes des moments à L'ELS.....	102
Figure III.6.5 : Ferrailage de la dalle du local machine.....	106
Figure IV.1 : La vue en 3D.....	112
Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan).	120
Figure (IV.3) : 1er Mode de translation suivant le sens Y Y de periode T =0.8573s.....	123
Figure (IV.4) : 2eme Mode de translation suivant le sens X X de periode T =0.7844s. ...	124
Figure (IV.5) : 3eme Mode de rotation autour de laxe Z de periode T =0.6975 s.....	125
Figure (IV.6) : Spectre de réponse.....	131
Figure V.1.1) : schéma de ferrailage de poteau 60x60.....	153
Figure V.1.2 : schéma de ferrailage de poteau 55x55	153
Figure V.1.3 : schéma de ferrailage de poteau 50x50	154
Figure V.1.4 : schéma de ferrailage de poteau 45x45	154
Figure V.1.5 : schéma de ferrailage de poteau 40x40.	154
Figure (V.2.1) schéma de ferrailage des poutres	166
Figure (V.3.1) Schéma de ferrailage des voiles	182
Figure (VI.1) : Type de fondations superficielles.....	185
Figure (VI.2) : Schéma d'un radier	188
Figure (VI.3) : Schéma de transmission des charges.....	190
Figure (VI.4) : Schéma de transmission des charges.....	190
Figure (VI.6) : Diagramme des contraintes	192
Figure (VI.7) : Le panneau le plus sollicité	198
Figure (VI.8) : Schéma statique du débord.....	201
Figure (VI.9) : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.	203
Figure (VI.10) : Schéma de statique de panneau.....	204
Figure (VI.11) : Schéma de la base de la structure.....	204
Figure (VI.12) : diagrammes des moments sens X-X et Y-Y à L'ELU	206
Figure (VI.13) : diagrammes des moments Sens X-X et Y-Y à L'ELS	208
Figure (VI.14) : Section de la nervure.	209
Figure (VI.15) : Schéma de ferrailage des nervures sens x-x.....	211
Figure (VI.16) : Schéma de ferrailage des nervures sens y-y.....	212

Liste des figures

Figure (VI.17) : Schéma Ferrailage de voile périphérique.....	216
---	-----

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau II.1 dimensions des poutres	25
Tableau II.2 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible :	29
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher d'étage courant.....	30
Tableau II.4 : charge permanente du mur extérieur.....	30
Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes de balcon	31
Tableau II.6 : charge permanente du palier	31
Tableau II.7 charge permanente au niveau de la volée.....	32
Tableau II.8 : charge permanente pour l'acrotère.....	32
Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitations.....	33
Tableau II.10 : Charge Permanente et Charge d'exploitation pour le poteau le plus sollicité	35
Tableau II.11 : Descente de charge	37
Tableau III.1.1 combinaison de sollicitation	42
Tableau (III.1.2) : Calcule des armatures	45
Tableau (III.2.1) : Sollicitation de calcule	51
Tableau (III.2.1) : Vérifications à ELS	55
Tableau III.3.1) Charge et surcharge	60
Tableau (III.3.2) :Tableau récapitulatif des coefficients.	63
Tableau (III.3.3) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage	64
Tableau (III.3.4) : récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	64
Tableau (III.3.5) : Sollicitation de calcule des armatures à L'ELU.	68
Tableau (III.3.6) : Vérification de calcule des armatures à L'ELS.	71
Tableau III.4.1 récapitulatif des moments	77
Tableau III.4.2 récapitulatif des moments	79
Tableau (III.4.3) : Vérification de calcul des armatures en travée à L'ELS.....	85
Tableau (III.4.4) : Vérification de calcul des armatures en appuis à L'ELS.....	85
Tableau (III.4.5) : Tableau récapitulative des Ferrailages.....	87
Tableau (III .5.1) :ferrailage à l'ELU.	91
Tableaux (III.5.2) : vérification des contraintes à l'ELS.....	94
Tableaux (III.5.3) : choix ferrailage de la poutre brisée.....	96
Tableau (III.6.1) : Les moments dans les travées et les appuis	100
Tableau (III.6.2) Les moments dans les travées et les appuis	101
Tableau (III.6.3) Contrainte de compression dans le béton ELS sens X-X.....	105

Liste des tableaux

Tableau (III.6.4) Contrainte de compression dans le béton ELS sens Y-Y.....	106
Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités	118
Tableau (IV.2) : Valeurs des paramètres	119
Tableau (IV.3) : masses et centre de masse par étages.....	121
Tableau (IV.4) : Mode de vibrations et taux de participation des masses.....	122
Tableau (IV.5) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).....	127
Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).....	127
Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales.....	128
Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques.....	129
Tableau (IV.9) : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.....	130
Tableau (IV.10) : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	130
Tableau (IV.11) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x.....	132
Tableau (IV.12) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y.....	132
Tableau (IV.13) : Le déplacement inter-étage dans le sens xx.....	134
Tableau (IV.14) : Le déplacement inter-étage dans le sens yy.....	134
Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.....	136
Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y.....	136
Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens x-x.....	138
Tableau (IV.18) : Calcul le moment de renversement sens y-y.....	138
Tableau (IV.19) : Centre de gravité et de torsion.....	139
Tableau (IV.20) : Vérification de renversement.....	139
Tableau (IV.21) : Vérification des Poteaux.....	140
Tableau (V.1.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les différentes situations.....	142
Tableau (V.1.2) : Les sollicitations obtenues par ETABS	143
Tableau (V.1.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS.....	147
Tableau (V.1.4) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux.....	148
Tableau (V.1.5) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux .	148
Tableau (V.1.6) Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	149
Tableau (V.1.7) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux.....	151
Tableau (V.1.8) : Vérification des contraintes	153
Tableau (V.2.1) : Sollicitations de calcul (PP)	160
Tableau (V.2.2) : Sollicitations de calcul (PS)	160

Liste des tableaux

Tableau (V.2.3) : Sollicitations de calcule (PP) liée ou voile.....	161
Tableau (V.2.4) : Sollicitations de calcule (PS) liée ou voile.....	161
Tableau (V.2.5) :Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres	162
Tableau (V.2.6) :Tableau récapitulatif de vérification des poutres à l'ELU	163
Tableau (V.2.7) :Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.	163
Tableau (V.2.8) :Tableau de vérification à l'ELS	163
Tableau (V.3.1) : Ferrailage verticale du voile type 1	175
Tableau (V.3.2) : Ferrailage verticale du voile type 1.....	176
Tableau (V.3.3) : Ferrailage verticale du voile type 2.....	176
Tableau (V.3.4) : Ferrailage verticale du voile type 2.....	177
Tableau (V.3.5) : Ferrailage verticale du voile type 3.....	178
Tableau (V.3.6) : Ferrailage verticale du voile type 3.....	179
Tableau (V.3.7) : Vérification a l'ELS et contrainte de cisaillement.....	180
Tableau (VI.1) : La surface revenant aux semelles	186
Tableau (VI.2) : Vérification des contraintes de sol sous le radier	193
Tableau (VI.3) : Vérification de la stabilité au renversement.	194
Tableau (VI.4) : Vérification de la stabilité au renversement.	194
Tableau (VI.5) : Vérification de la stabilité au renversement.	195
Tableau (VI.6) : Les moments à L'ELU.....	199
Tableau (VI.7) : Les moments à L'ELS.	199
Tableau (VI.9) :Vérification des panneaux de radier	201
Tableau (VI.10) :Choix des armatures à L'ELU	201
Tableau (VI.11) :Choix des armatures à L'ELS.....	202
Tableau (VI.12) :Expression de PM.	204
Tableau (VI.13) : Détermination des efforts Sens X-X.....	205
Tableau (VI.14) : Détermination des efforts Sens Y-Y	205
Tableau (VI.15) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU	205
Tableau (VI.16) : Détermination des efforts Sens X-X.....	207
Tableau (VI.17) : Détermination des efforts Sens Y-Y	207
Tableau (VI.18) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS	207
Tableau (VI.19) : Calcule de ferrailage L'ELU	209
Tableau (VI.20) : Vérification des contraintes à L'ELS	211
Tableau (VI.21) : Moment longitudinale et transversale.....	215
Tableau (VI.22) : Ferrailage du voile à L' ELU.....	215

Liste des tableaux

Tableau (VI.23) : Vérification des contraintes à L'ELS	216
--	-----

Liste des annexes

Liste de annexes

Annexe I : Plans d'architecture	223
Annexe II : Schémas de ferrailage	229

Résumé

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage multiple (commercial, administrative et habitation) composée d'un RDC + 08 étages + sous-sol qui sera implanté dans la wilaya Bouira, classée en zone de moyenne sismicité (IIa) selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système mixte portiques voiles de type voiles porteurs.

La modélisation et l'analyse de la structure ont été menées par le logiciel ETABS.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants a été mené selon les règles en vigueur à savoir (CBA 93, BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

En fin, le système de fondation adopté pour satisfaire les conditions réglementaires est un radier nervuré.

Mots clés : Bâtiment en béton armé, contreventement, voiles porteurs, radier nervuré.

Summary

The aim of this study is the conception of a reinforced concrete structure for a multi-use such as commerce, administration and living. It is composed of a ground level with 08 stories and an underground that will be built at Bouira province which is classified in a moderate zone of seismicity (IIa) according to the Algerians Seismic Rules (RPA99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by a mixed system frames and the shear walls (bearing wall).

Modelling and analysis of the structure had been performed using ETABS software.

The calculations of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in compliance with the regulations and codes such as (CBA 93, BAEL91 modified 99, RPA99 -Version 2003).

Finally, Foundations system that was adopted is a ripped raft that fulfilled all conditions.

Key words: Reinforced concrete building, bracing system, frame shear wall, Etabs, Ripped raft.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية متعددة الاستعمال (تجاري، إداري، سكني) تتألف من طابق تحت ارضي + طابق ارضي +08 طوابق، التي يتم انجازها بولاية البويرة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات وجدران القص.

النمذجة والدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج (ETABS).

تحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبنى صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها

(BAEL 91 modifié 99, CBA 93 et RPA 99 modifié 2003)

وقع اختيار الاساسات على لبشة ذات أعصاب وذلك وفق المعايير المعمول بها.

كلمات مفتاحية: (خرسانة مسلحة, العارضات, جدران القص, لبشة ذات أعصاب).

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation 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, la stabilité, la durabilité et la protection de l'environnement dans un contexte économique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), comportant un RDC, huit étages, avec un sous-sol à usage multiple contreventé par des voiles porteurs, pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir ;

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armés suivant la méthode des états limites (BAEL91/99)

Notre travail est organisé en six chapitres :

- **Le Premier chapitre** consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **Le deuxième chapitre** présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)
- **Le troisième chapitre** calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers, ...)
- **Le quatrième chapitre** portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par logiciel de calcul ETABS.
- **Le cinquième chapitre** calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.

Sixième chapitre le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.

Chapitre I
Présentation de
l'ouvrage

I.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de (**R+8+sous-sol**) à usage multiple en béton armé composé de portiques et contreventé par des voiles porteurs.

I.2 Situation

Le projet est implanté à **BOUIRA**, selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).
- CBA 93 Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

I.3) Caractéristiques du bâtiment :

a) Dimensions

- Dimensions en plans

Longueur en plan : $L_o = 21.10$ m

Largeur en plan : $L_a = 10.15$ m

b) Dimension en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 31.00 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- ✓ Hauteur d'un rez-de-chaussée : 3.57 m
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3.40 m

I.4) Les éléments de l'ouvrage

a) L'ossature Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir la tour par un système porteur composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité.

Qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.

b) Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Principalement, ils assurent deux fonctions :

- **Fonction de la résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, on adopte des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles

c) Les escaliers Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

d) Balcons Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

e) Terrasses bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

f) La cage d'ascenseur : une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

g) Le remplissage (maçonnerie) La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10 cm.

h) L'acrotère Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 50 cm de hauteur.

i) Les revêtements Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

j) Les fondations Les **fondations** d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

k) Système de coffrage Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers

I.5) Présentation de la méthode de calcul aux états limites

➤ Définition des états limites

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

a) Etats limites ultimes (ELU)

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage

Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)

❖ Hypothèse de calcul à L'ELU

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

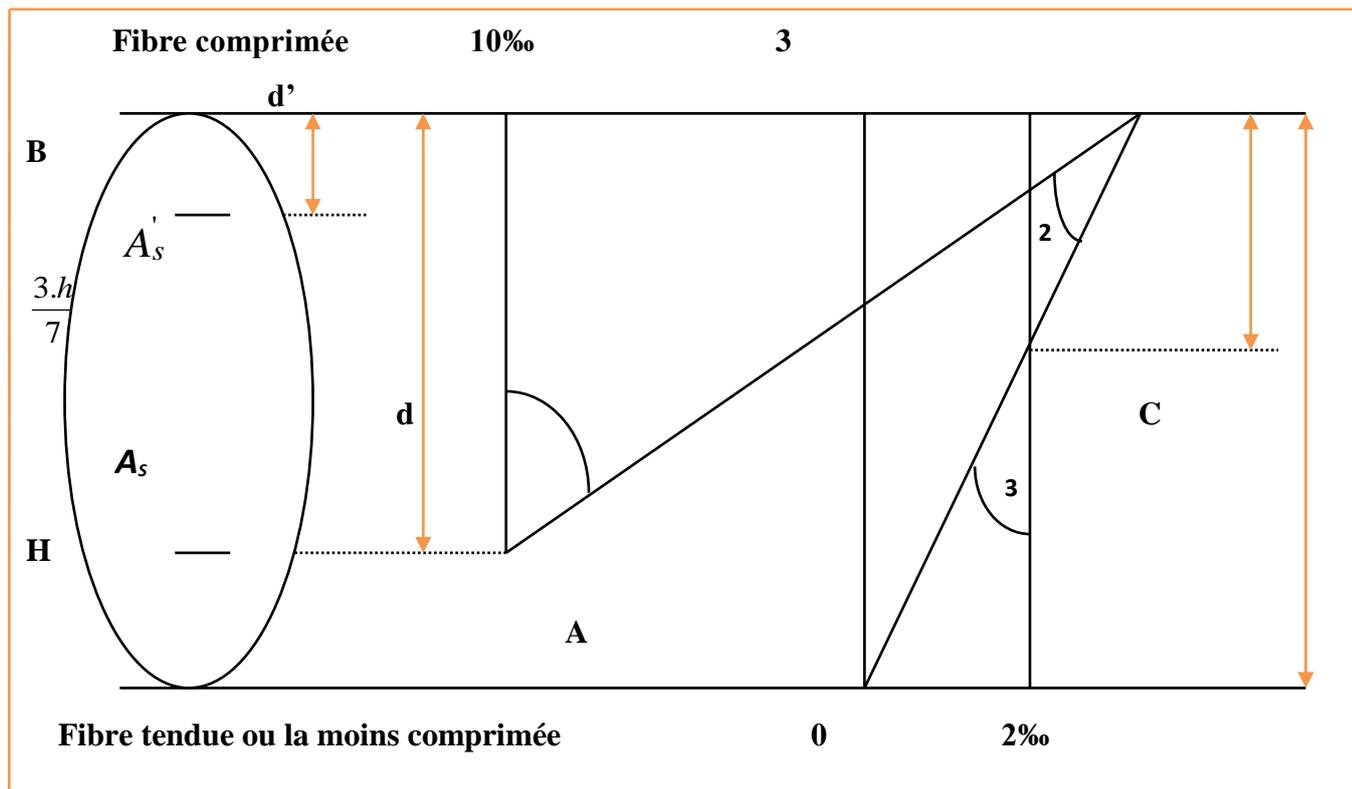


Figure. I.1 : Diagramme des déformations limites de la section

b) Etats limites de service (ELS)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Overtures excessive des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessive et uncomfortable
- Pertes d'étanchéité.

❖ Hypothèse de calcul à L'ELS

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

$n = 15$: coefficient d'équivalence.

❖ Actions et sollicitations

a) Définition des actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

❖ Action permanents (G)

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la section.
- Le poids des équipements fixes.
- Le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

On note :

- G_{\max} : actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : actions permanentes favorables.

❖ Actions variables (Qi)

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

On note :

- Q : action variable de base.

❖ Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

I.6) Caractéristiques mécaniques des matériaux

1) Béton : Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **CBA993** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

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

• A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suit :

- ❖ Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
 - Gravions : 800L
 - Sable : 400 L
- ❖ Ciment : 300 à 400 kg/m^3
- ❖ Eau de gâchage : 150 à 200 L

a) Résistance caractéristique du béton à la compression

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{c28} \leq 40\text{MPa}: f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$$

$$f_{c28} > 40\text{MPa}: f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)}$$

b) La résistance caractéristique du béton à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{CBA 93. Art A.2.1.1.2})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

c) Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale

d) Module de déformation instantanée la durée d'application de la contrainte

Normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32\,164,195 \text{ kn/m}^2. \quad (\text{CBA 93, art A.2.1.2.1})$$

e) Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$\text{Dans note cas : } \left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{CBA 93 A 2.1.2.2}) \\ E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

f) Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

E : module de YOUNG.

v : Coefficient de Poisson.

g) Coefficient de Poisson (CBA93, art A2.1.3)

Le coefficient de poisson v par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$v = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\left\{ \begin{array}{l} v = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations} \dots \dots \dots (\text{Section fissurée à ELU}). \\ v = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations} \dots \dots \dots (\text{Section non fissurée à ELU}). \end{array} \right.$$

❖ Modèles de calcul :

➤ À l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure (1.4)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \\ 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \text{ compression avec flexion.} \end{array} \right.$$

Avec : ε_{bc} : raccourcissement du béton.

a) Contraintes limites du béton en compression

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \implies \text{(CBA93.art.A.4.3.4.1)}$$

Dans notre cas :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots \dots \dots \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

❖ θ = est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : **fc28 = 25MPa**, on obtient : $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa S.A} \end{array} \right.$

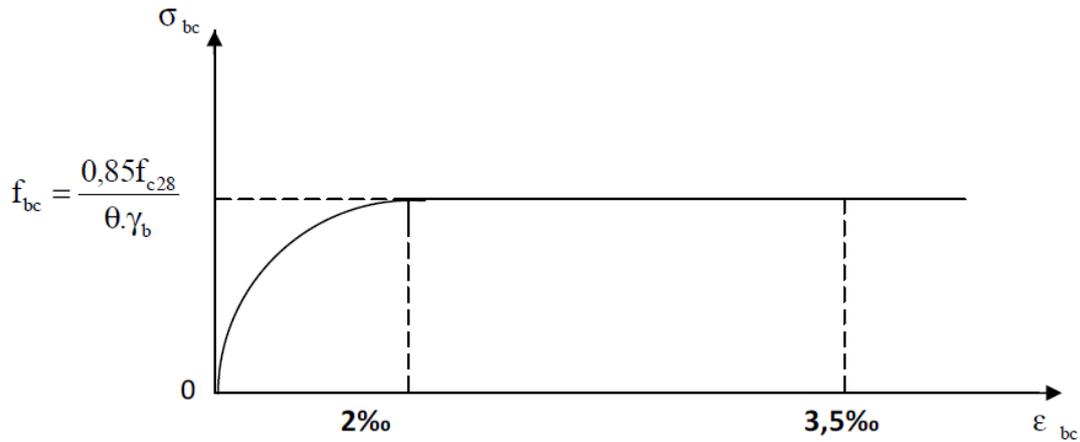


Figure I.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

➤ A l'ELS

la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad (CBA93, \text{ art A.4.5.2})$$

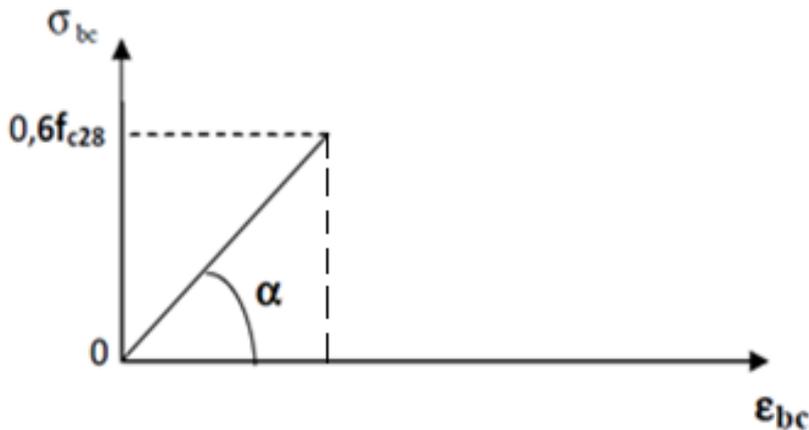


Figure I.3: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

a) **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS:** La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (CBA93, \text{ art A.5.1, 21}).$$

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

b_o : Largeur de la section cisailée.

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

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes : Si les armatures sont droites :

$$\tau_u \leq 0,64 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

➤ En fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq 0,64 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

➤ En fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq 0,51 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq 0,90 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}$$

Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$: il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

❖ **Poids volumique de béton:** Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

2) Acier

a) Généralités: Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces :

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement. Néanmoins, ce type d'armatures n'est utilisé en Algérie .
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier: Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s=200000 \text{ MPa}$. (CBA93, art A.2.2. 1)

c) Coefficient de poisson des aciers: il est pris égal à $\nu = 0,3$

d) Contraintes limites

- **Contraintes limites ultimes :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_s : Contrainte admissible de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

- ❖ **Contrainte limite de service :** Afin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le CBA a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- ❖ **Fissuration peu nuisible (FPN):** cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{(celle de l'ELU)}$$

(CBA93, art A.4.5, 3.2)

- ❖ **Fissuration préjudiciable (FP) :** cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{CBA93, art A.4.5, 3.3})$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable (FTP) :** cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\overline{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{CBA93 art A.4.5, 3.4})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$ pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

$\eta = 1,3$ pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre ≤ 6 mm

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

e) **Diagramme contraintes déformations de l'acier** : Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (CBA93, art A.2.2, 2)

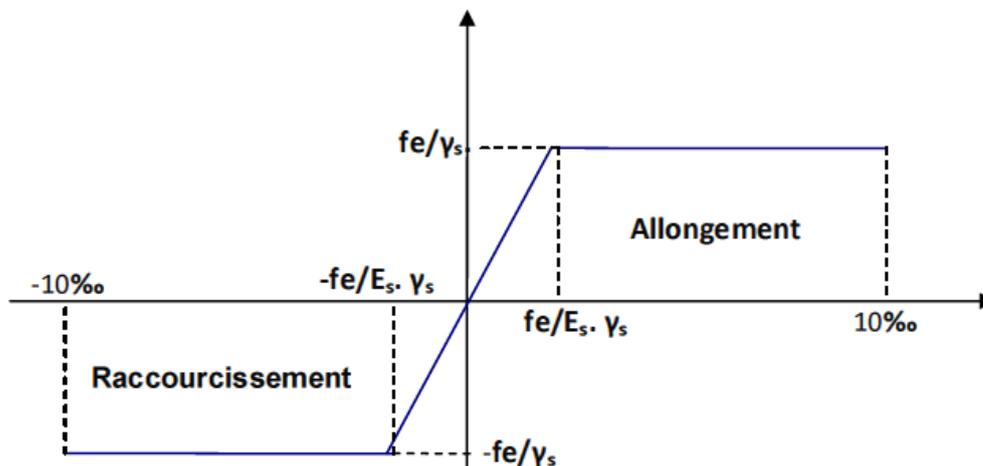


Figure I.4: Diagramme contrainte déformation.

I.7 Protection des armatures : (Art A.7-2.4 CBA93)

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

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

I.8 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'éléments.

Les combinaisons d'action à considérer :

❖ **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

❖ **Combinaison du BAEL 91:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.

Chapitre II
Pré-dimensionnement
des éléments et
descente de charge

II.1) Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/Version 2003**

et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase de vérification.

II.2) Pré dimensionnement des éléments secondaires

1) Les Planchers

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 2.1).

a) Plancher terrasse inaccessible

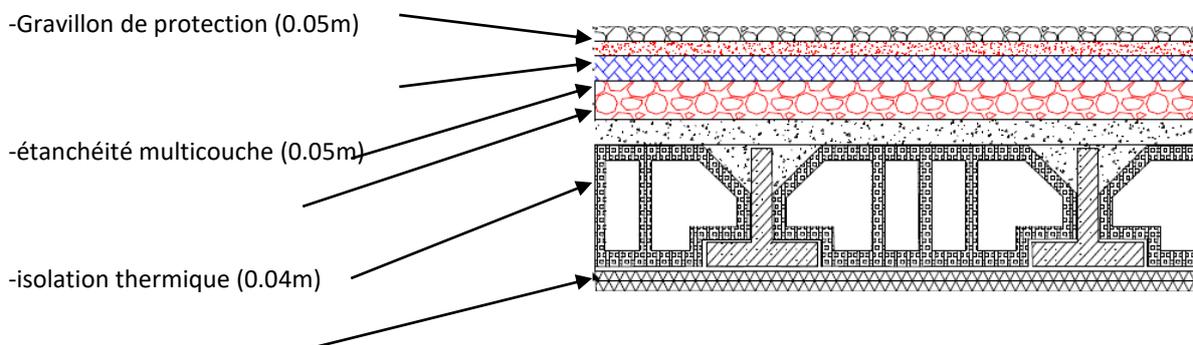


Figure II.1- Schéma d'un plancher terrasse

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5.$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

$$L_{\max} = 4.40 \text{ m} \Rightarrow e \geq 19.55 \text{ cm}$$

- Donc on prend : $e = (16+4) \text{ cm}$

Avec : 16 cm \rightarrow corps creux.

4 cm \rightarrow la dalle de compression

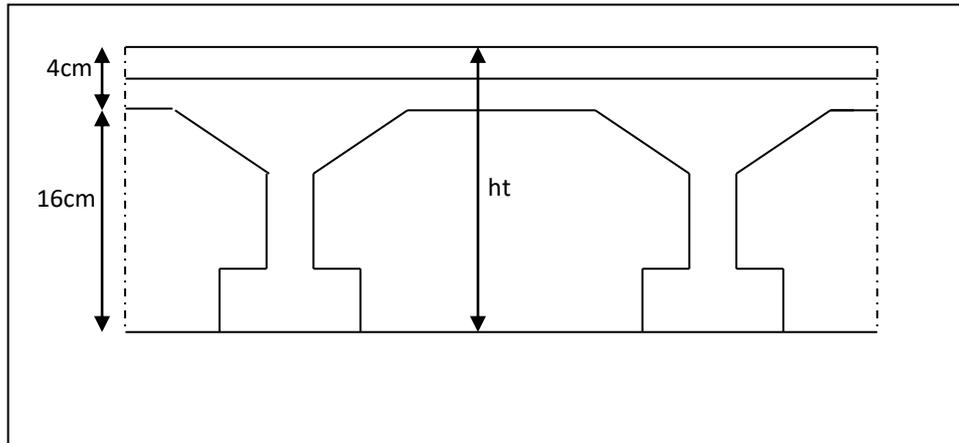


Figure II.2- Dimensionnement de la plancher terrasse

2) L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure 2.2) et à délimiter le complexe d'étanchéité. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :

$$G = \rho \times S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = [(0,1 \times 0,50) + (0,1 \times 0,05)/2 + (0,1 \times 0,07)] \quad S = 0,06 \text{ m}^2 \quad \text{D'où :}$$

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,06 = 1,5 \text{ kN/ml}$

Le poids du revêtement : $G_2 = 18 \times 0,02 \times 1,71 = 0,615 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,12 \text{ KN/ml}$$

3) Les balcons

. Les balcons sont encastrés dans les planchers, ils sont donc calculés comme étant des consoles

Selon BAEL : $e \geq L/10$

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$: Pour un balcon sur un côté

L : largeur du balcon

Balcon 1

On prend comme épaisseur : $e \geq \frac{0.85}{10} \Rightarrow e \geq 0,085 \text{ m}$

Donc : **on adopte : e = 15cm**

Balcon 2

On prend comme épaisseur : $e \geq \frac{1.10}{10} \Rightarrow e \geq 0.11 \text{ m}$

Donc : **on adopte : e = 15cm**

4) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigne par (h) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités

Notre ouvrage comporte un escalier de type à trois volées.

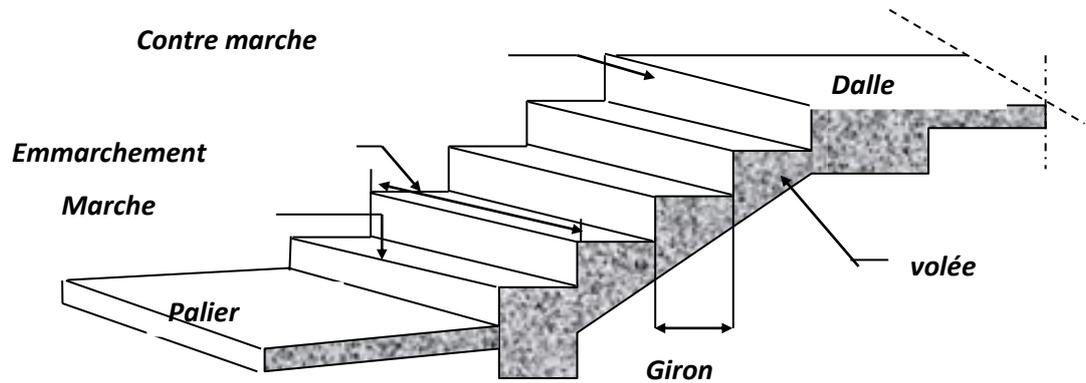


Figure II.3 Les escaliers

- **Caractéristiques techniques**

Un escalier est caractérisé par :

- g** : largeur de marche (giron) au niveau de la ligne de foulée.
- h** : hauteur de la contre marche.
- n** : nombre de marche.
- L** : largeur de la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule de BLONDEL :

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

-hauteur de la marche : **h=17cm.**

-En pratique on prend : **g=30cm.**

-Le nombre de marche n : $n=H/h$; avec H : hauteur d'étage.

-Hauteur de la volée : $h'=h \times n$.

-La longueur projetée de la paillasse : $l=g (n-1)$.

-L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = h'/l$.

-La largeur de la paillasse : $lv=h'/\sin \alpha$.

-L'épaisseur de la paillasse $lv/30 \leq ep \leq lv/20$

Volée n°01

$h' = 1,19\text{m}$ on a $14,5\text{cm} \leq h \leq 18,5\text{ cm}$

on prend $h = 17\text{cm}$

Donc $n = \frac{h'}{h} = \frac{1,19}{0,17} = 7$ (nombre des contres marches)

$n-1 = 6$ (nombre de marches)

D'autre part : $(n-1) \cdot g = L$ $g = \frac{L}{n-1} = \frac{1,8}{6}$ avec : $g = 30\text{cm}$.

D'après la formule de Blondel, on a

$59\text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66\text{cm}$. et que $59\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm}$**Vérifié.**

$\text{tg } \alpha = \frac{1,19}{1,80} = 0,72$ $\alpha = \text{arc tg } \alpha = 33,4^\circ$

La longueur de la volée :

$lv = \frac{1,19}{\sin 33,4} = 2,16\text{m}$

$L/30 \leq ep \leq L/20$ $L = 2,16\text{ m}$

$7,2 \leq ep \leq 10,8$ On prend : **$ep = 15\text{ cm}$** .

• Volée n°2

$h' = 1,23\text{m}$ on a $14,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{ cm}$ on prend $h = 17\text{ cm}$.

Donc $n = \frac{h'}{h} = \frac{1,02}{0,17} = 6$ (nombre des contres marches)

$n-1 = 5$ (nombre de marches)

D'autre part : $(n-1) \times g = L$ $g = \frac{L}{n-1} = \frac{1,5}{5}$ avec : $g = 30\text{cm}$.

D'après la formule de Blondel, on a

$59\text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66\text{cm}$. et que $59\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm}$**Vérifier.**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,02}{1,50} = 0,68 \quad \alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \alpha = 34,2^{\circ}$$

La longueur de la paillasse :

$$l_v = \frac{1,02}{\sin 34,2} = 1,81 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre

$$L/30 \leq e_p \leq L/20 \quad L = 181 \text{ cm}$$

$$0,05 \leq e_p \leq 0,075 \quad \text{On prend: } e_p = 15 \text{ cm.}$$

II.3) Prédimensionnement des éléments porteurs principaux

1) Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) (figure 2.4). L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure 2.5.

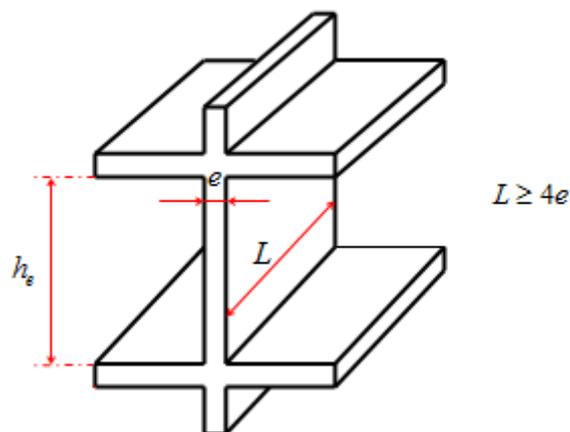


Figure II.4: coupe de voile en élévation

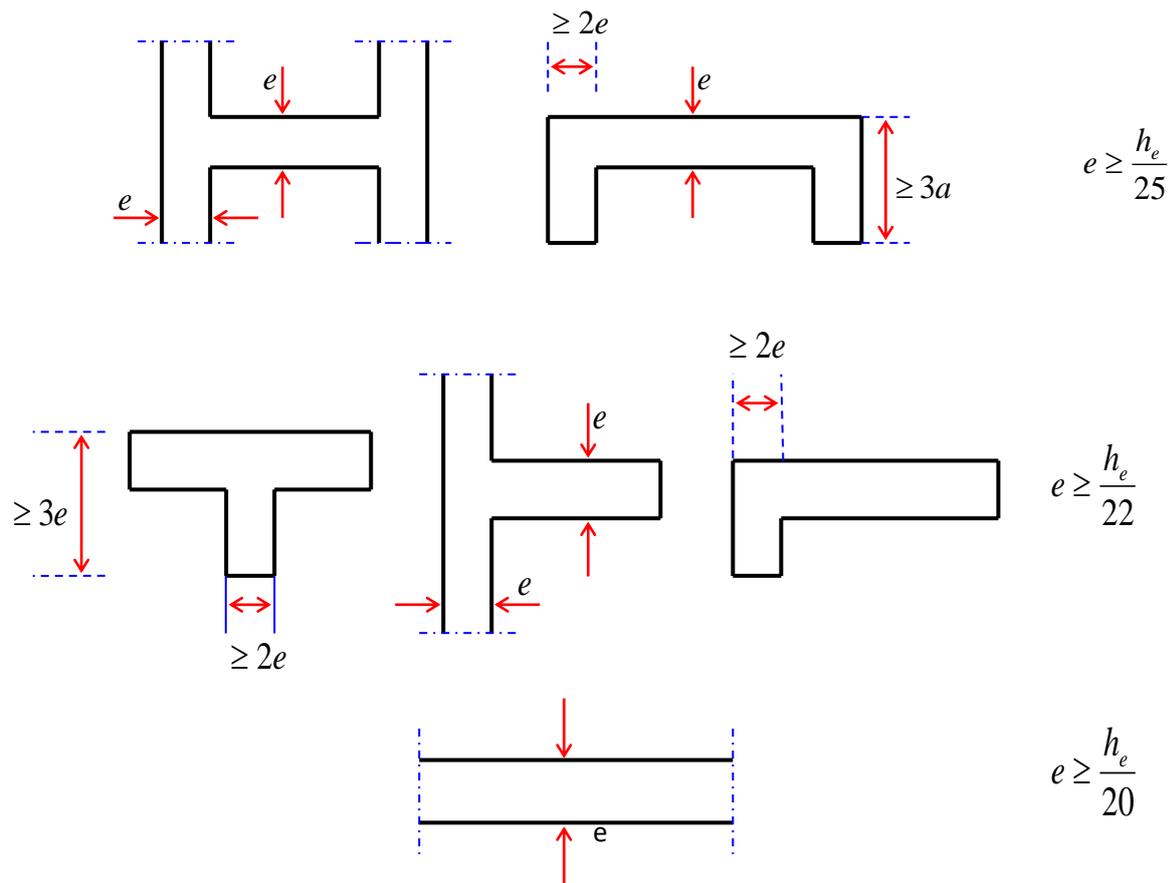


Figure II.5 coupe du voile en plan

a) Pour sous sol ($h_e = 3.40$ m)

$$e \geq h_e / 20 = 340 / 20 = 17 \text{ cm.}$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$e = 17\text{cm}$$

b) pour Rdc: ($h_e = 3.57$ m)

$$e \geq h_e / 20 = 357 / 20 = 17.85\text{cm.}$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$e = 18 \text{ cm}$$

c) pour l'étage courant: ($h_e = 3.06$ m)

$$e \geq h_e / 20 = 306 / 20 = 18 \text{ cm.}$$

Donc on prend comme épaisseur:

$$e = 18 \text{ cm}$$

- Conclusion :

$$e \geq \max (19 ; 18 ; 18) \text{ cm.}$$

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : $e = 20\text{cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 80\text{cm.}$$

II.4) Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche.

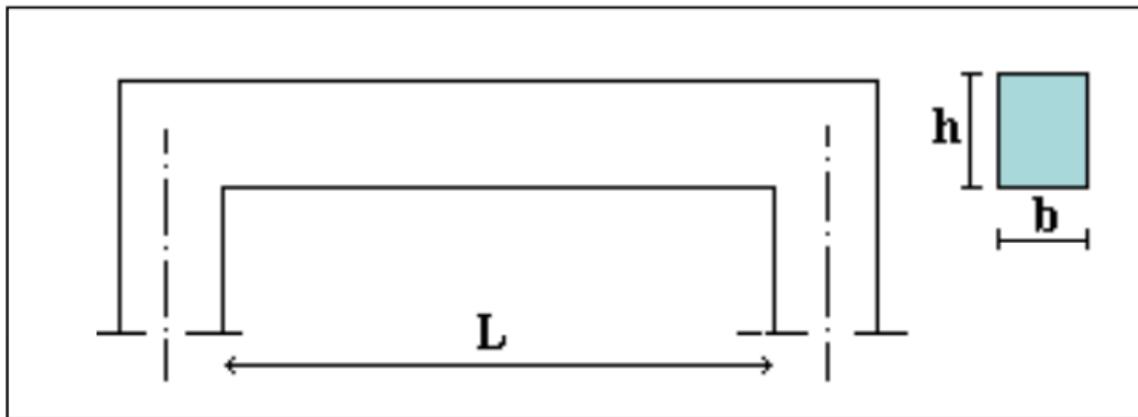


Figure II.6 Dimensionnement de la poutre

❖ Selon les Règles de: CBA 93

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section

b: largeur de la section

a. Poutres principale

L= 5- 0.6 = 4.40 m

- Détermination de la hauteur « h » :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 29.66 \text{ cm} \leq h \leq 44.5 \text{ cm} \text{ donc on prend: } \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

- Détermination de la largeur « b » :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Donc on prend **(hxb) = (40x30) cm**

b.Poutres secondaire

L= 4.95 - 0.45= 4.40 m

- **Détermination des dimensions :**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 40cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{(hxb) = (40x30) \text{ cm}}$$

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de « **RPA 99 version 2003** » qui se présente comme suit :

Tableau II.1 dimensions des poutres

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
b ≥ 20 cm	30	30	CV
h ≥ 30 cm	40	40	CV
h/b ≤ 4	1.33	1.33	CV

II.5) Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

a) Principe

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU **CBA93** et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

La formule générale :

$$B_r \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

Où

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

B_r : la section réduite de poteau et $B_r = (a - 2cm) \times (b - 2cm)$

N_u : l'effort normal ultime $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant } 90 \text{ jours} \\ k = 1.20 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si plus de la majorité des charges} \\ \text{est appliquée avant } 28 \text{ jours} \end{array}$$

Dans notre cas on a $k = 1$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

f_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa ;

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : T > 24\text{h} \dots\dots\dots \text{c'est notre cas} \\ \theta = 0.9 & : 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & : T < 1\text{h} \end{array} \right.$$

$$F_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{MPa} ; f_{ed} = 400 / 1,15 = 348 \text{MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2$;

- si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0,60 (50 / \lambda)^2$.

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL 91 On aura : $a = \sqrt{(12/35 \times l_f)}$ $\Rightarrow a = l_f/10$, tel que l_f la longueur de flambement.

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique : λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 0.85 / (1 + 0.2 \times (\lambda/35)^2) & \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times (50 / \lambda)^2 & 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : est égale à 35 pour éviter le flambement

suyvant le même article, d'où : $\alpha = 0.85 / (1+0.2 \times 1) = 0.708$

D'où: $\beta = 1 + 0.2 \cdot 1 = 1.2$

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0.9) + (0.85 / 100) \cdot f_{ed})$$

$$Br \geq ((1.1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14.2 / 0.9) + (0.85 / 100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0.64 Nu \text{ (cm}^2\text{)} .$$

II.6 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (**G**).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

1) Plancher terrasse

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (figure 2.7).

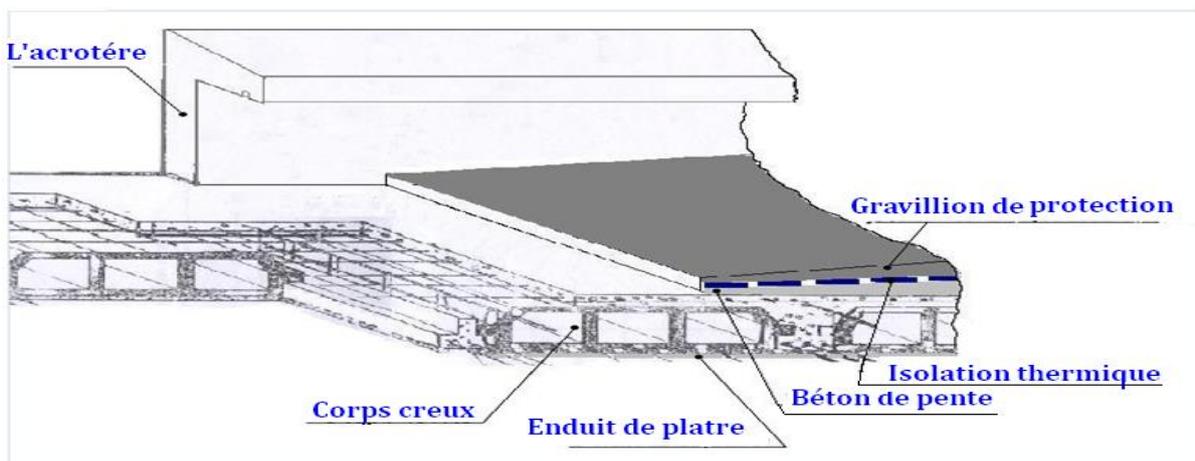


Figure II.7 : Plancher terrasse (corps creux)

Tableau II.2 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Étanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2000	200
papier kraft (2feuilles).	/	/	50
Isolation thermique	4	400	16
Dalle de compression +corps creux	16 +4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
$G = 6.68\text{kn/m}^2$			

- **Charge d'exploitation :** Le plancher terrasse est inaccessible la charge d'exploitation Q est de 1 kn/m²

2) Planchers des étages courants

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux. La figure 2.8 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

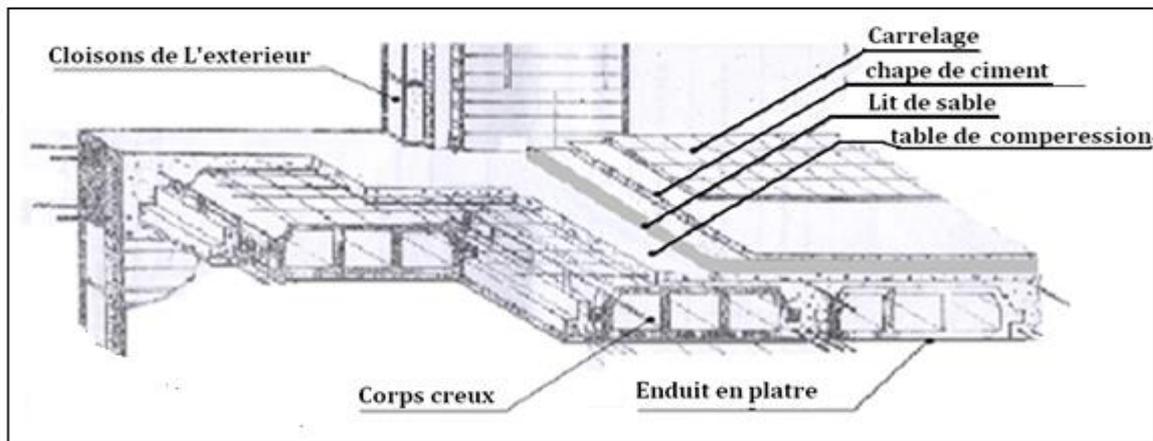


Figure II.8 Composition du plancher d'étage courant

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher d'étage courant

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle de compression +corps creux	16+4	2850	285
Enduit plâtre	2	1000	20
cloison de distribution	10	900	90
$G = 5.11 \text{kn/m}^2$			

- **Charge d'exploitation : Pour les étages courant à usage d'habitation plus services (collectif) : $Q = 1.5 \text{kn/m}^2$.**

Tableau II.4 : charge permanente du mur extérieur

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	2	2000	40
Brique creuse	10	900	90
L'âme de l'aire	5	/	/
Brique creuse	10	900	90
Enduit en plâtre	2	1000	20
$G = 2.40 \text{kn/m}^2$			

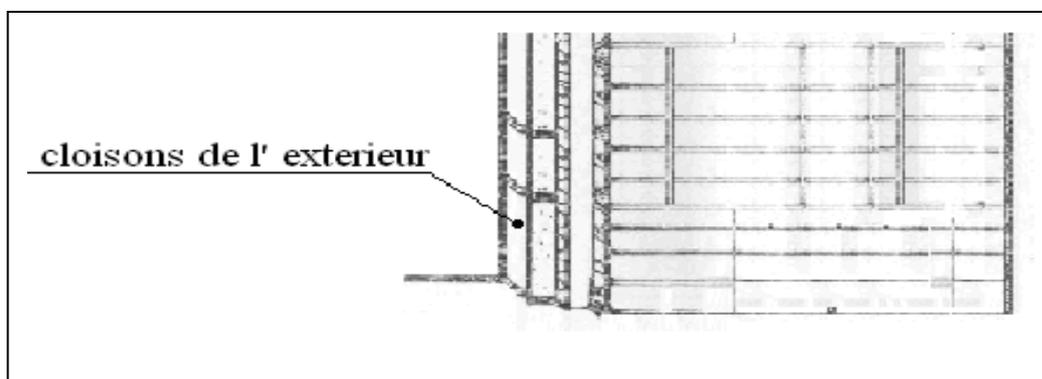


Figure II.9 remplissage en double paroi

3) Charges et surcharges au niveau des balcons

Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes de balcon

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en B A	15	2500	300
Enduit en ciment	2	2000	40
G = 5.31kn/m²			

➤ **Charge d'exploitation : pour les balcons Q = 3.5kn/m**

4) Charges et surcharges au niveau des escaliers

1) Pour le RDC

Tableau II.6 : charge permanente du palier

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit de ciment	3	1000	30
G = 5.31kn/m²			

Charge d'exploitation : pour le palier Q = 2.50kn/m²

Tableau II.7 charge permanente au niveau de la volée

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	/	/	/
Marche	h=17	2000	340
Paillasse	15	2500	375
Enduit en ciment	3	1000	30
Gardes corps	/	/	10
G = 8.35kn/m ²			

➤ **Charge d'exploitation : pour la volée Q = 250 kg/m²**

Tableau II.8 : charge permanente pour l'acrotère

La masse volumique [kg/m ³]	Surface de l'acrotère [m ²]	Charge permanente de l'acrotère [kg/ml]
2500	$S = [(0.1*0.50)+(0.1*0.05)/2+ (0.1*0.07)]$ S=0.06	G =171

➤ **Charge d'exploitation : pour l'acrotère Q = 1.00 kn/m²**

II.7) Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « **CBA93 art.2.2.5** »

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

➤ Dégression des charges d'exploitations

/ Surcharge d'exploitation :

- ❖ Plancher terrasse inaccessible $1 \times 25.97 = 25.97$ KN.
- ❖ Planche à usage d'habitation $1.5 \times 25.97 = 38.955$ KN.
- ❖ Plancher à usage bureau..... $2.5 \times 25.97 = 64.925$ KN.
- ❖ Plancher à usage stockage $4 \times 25.97 = 103.88$ KN

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (kn/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	25.97
P8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	64.925
P7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	99.984
P6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	131.148
P5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	158.417
P4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	181.790
P3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	201.267
P2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	219.576
P1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	241.001
RDC	Q_9	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_9)$	266.971
S/SOL	Q_{10}	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+Q_9+Q_{10})$	328.650

Exemple:

- ❖ $Q_0 = 1 \times 25.97 = 25.97$ KN.
- ❖ $Q_1 = \dots \dots \dots Q_1 = 1,5 \times 25.97 + 25.97 = 64.925$ KN
- ❖ $Q_{10} = Q_0 + 0,63(Q_1 + \dots + Q_9 + Q_{10}) = 328.650$ (kn/m²)

II.8) Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité

1) Poteau centrale

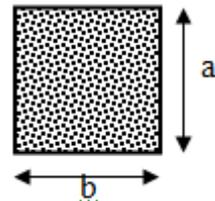
Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

a) Charge Permanente

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.



b) Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

c) Calcul de la charge limite ultime Nul :

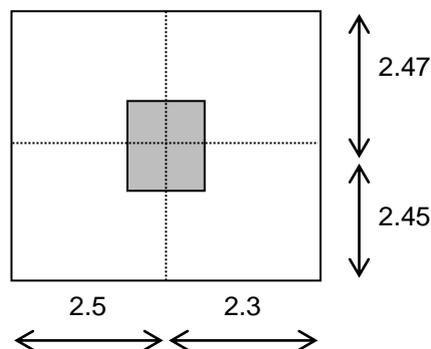
$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}.$$

d) Détermination de la section :

Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2$ d'où : $a = b = \sqrt{B_r} + 2$ (en cm).

$$S = (4,8 * 4,95) = 23,61 \text{ m}^2$$



Remarque: On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à 1.1.

$$S_{\text{majoré}} = 23,61 * 1,1 = 25,97 \text{ m}^2$$

Tableau II.10 : Charge Permanente et Charge d'exploitation pour le poteau le plus sollicité

Niveaux	Elément	G	Q
8 – 8	Plancher terrasse	$25.97 \times 6.68 = 173.48$	$1 \times 25.97 = 25.97$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.40 = 13.2$	
		G = 200.03	Q = 25.97
7-7	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$1.5 \times 25.97 = 38.955$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.40 = 13.2$	Revenant 8-8
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant 8-8	200.03	Q = 64.92
	G = 374.77		
6-6	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$1.5 \times 25.97 = 38.955$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.40 = 13.2$	Revenant 7-7
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant 7-7	374.77	Q = 103.875
	G = 549.51		
5-5	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$1.5 \times 25.97 = 38.955$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.40 = 13.2$	Revenant 6-6
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant 6-6	549.51	Q = 142.83
	G = 724.25		
4-4	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$1.5 \times 25.97 = 38.955$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.40 = 13.2$	Revenant 5-5
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant 5-5	724.25	Q = 181.785
	G = 898.99		
3-3	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$1.5 \times 25.97 = 38.955$

	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.0 = 13.2$	Revenant 4-4
	Poteau	$(0.345 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 6.88$	
	Revenant 4-4	898.99	
		G = 1073.73	Q = 220.74
2-2	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$1.5 \times 25.97 = 38.955$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.4 = 13.2$	Revenant 3-3
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant 3-3	1073.73	
		G = 1248.476	Q = 259.695
1-1	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$1.5 \times 25.97 = 38.955$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.4 = 13.2$	Revenant 2-2
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant 2-2	1248.476	
		G = 1423.222	Q = 298.65
RDC	Plancher courant	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$2.5 \times 25.97 = 64.925$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.4 = 13.2$	Revenant 1-1
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant 1-1	1423.222	
		G = 1597.97	Q = 363.575
S-SOL	Plancher RDC	$25.97 \times 5.11 = 132.706$	$4 \times 25.97 = 103.88$
	Poutre principale	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.45 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$(0.3 \times 0.4) \times 25 \times 4.4 = 13.2$	Revenant RDC
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 25 \times 3.06 = 15.49$	
	Revenant RDC	1597.97	
		G = 1772.71	Q = 467.455

II.9) Descente de charge :

Tableau II.11 : Descente de charge

Etage	G	Q	Nu 1.35G+1.5 Q	Br	a x b (cm. cm)	a x b (selon RPA)	a x b (choix)
8	200.03	25.97	308.99	197.75	16.06x16. 06	(30x30)	(40x40)
7	374.77	64.92	603.31	386.12	21.65x21. 65	(30x30)	(40x40)
6	549.51	103.875	897.651	574.5	25.97x25. 97	(30x30)	(45x45)
5	724.25	142.83	1191.98	762.86	29.62x29. 62	(30x30)	(45x45)
4	898.99	181.785	1486.31	951.24	32.84x32. 84	(30x30)	(50x50)
3	1073.73	220.74	1780.64	1139.61	35.76x35. 76	(30x30)	(50x50)
2	1248.476	259.695	2074.98	1327.98	38.44x38. 44	(30x30)	(55x55)
1	1423.22	298.65	2369.32	1516.36	40.94x40. 94	(30x30)	(55x55)
RDC	1597.97	363.575	2702.622	1729.68	43.59x43. 59	(30x30)	(60x60)
S-SOL	1772.71	467.455	3094.341	1980.37	46.50x46. 50	(30x30)	(60x60)

➤ Vérification des poteaux aux exigences de l'RPA 99

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$ en zone IIa
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$

$$(50, 50) \geq h_e/20 = (3.57 - 0,40)/20=15.85\text{cm}$$

$$(50, 50) \geq h_e/20 = (3.40 - 0.40)/20= 15 \text{ cm}$$

$$(45, 45) \geq h_e/20 = (3.06 - 0,40)/20=13.3\text{cm}$$

$$(40, 40) \geq h_e/20 = (3.06 -0,40)/20=13.3\text{cm}$$

$$(35, 35) \geq h_e/20 = (3.06-0,40)/20=1.3\text{cm}$$

$$(30, 30) \geq h_e/20 = (3.06-0,40)/20=1.3\text{cm}$$

$-1/4 < b/h < 4$ toutes les conditions sont vérifiées.

Chapitre III
Ferraillage des
éléments secondaires

III) Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les escaliers, l'acrotère, les planchers à corps creux, les balcons.

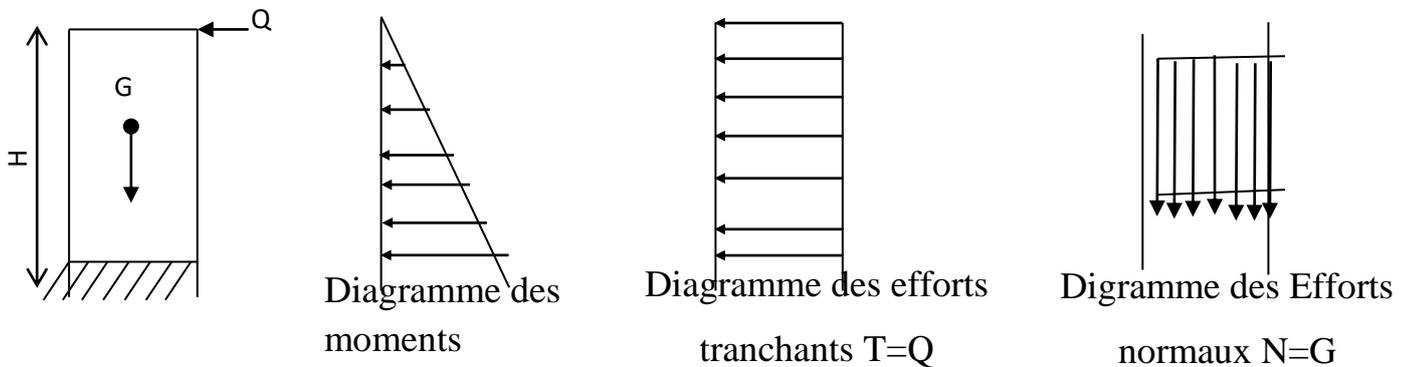
III.1) Etude de l'acrotère

III.1.1) Définition

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

III.1.2) Schéma statique (solicitation durable)



III.1.3) Evaluation des surcharges

➤ Poids propre

$$G_{acr} = G_{béton} + G_{enduit}$$

➤ Calcul du périmètre P

$$P = (0,5+0,1+0,0,1+0,07+0,1+0,38+0,1)=1,35 \text{ m}$$

$$S = (0,5 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) - (0,1 \times 0,05 / 2) = 0,0595 \text{ m}^2$$

Poids de béton :

$$G_b = \rho_b \times S = 25 \times 0.0595 = 1.487 \text{ KN/m}$$

Poids d'enduit TQ : $e = 2 \text{ cm}$

$$G_{en} = 1,35 \times 0.02 \times 18 = 0,48 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } G_{acr} = 0.486 + 1.487 = 1.973 \text{ KN/m}$$

III.1.4) Vérification au séisme

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_P: facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

C_P = 0,80 (élément en console)

W_P: poids de l'acrotère

$$W_P = 1.973 \text{ KN/ml}$$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.973$

$$F_p = 0.947 \text{ KN/ml}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 0.947 \} \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 0.5 \text{ KN}$

III.1.5) Les charges

Poids propre de l'acrotère: $G = 1.973 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 0.947 \text{ KN/ml}$

III.1.6) Combinaison de sollicitation

➤ A L'ELU

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times G = 2.66 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ A L'ELS

$$\begin{cases} N_s = N_G = 1.72 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.1.1 combinaison de sollicitation

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime	2.66	0.75
Etat limite service	1.97	0.5

III.1.7) Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm² soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et **c'** : Enrobage : 2,5cm

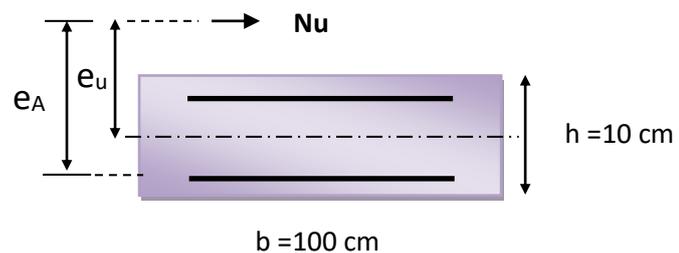
d = h – c : Hauteur utile

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

1) Calcul des armatures à L'ELU

❖ Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75 \times 10^2}{2.66} = 28.195 \approx 28.5 \text{ cm}$$



$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - C < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

2) Calcule en flexion simple:

a) Moment fictif:

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) L = 0.825 \text{ KN.m.}$$

b) Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.825 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.0091$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.0091$$

$$\mu_u < 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0)$$

Calcul de μ_1 :

On a : $f_e E400$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74\text{‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.67$$

$$\text{donc : } \mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.392 \Rightarrow \mu_u = 0.0091 < \mu_1$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus).

$$A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \mu_u = 0.0392 \Rightarrow \alpha = 0.016$$

$$\beta_u = 0.8 \times \alpha = 0.013$$

$$\text{D'où } A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.34 \text{ cm}$$

c) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\} = \frac{100 \times 10}{1000} \cdot 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} =$$

$$A_{s \min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.42 \text{ cm}^2 \leq A_{s \min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{s \min} = 0.966 \text{ cm}^2$ qui correspond à **7HA8** avec **$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$**

Donc on adopte $A_s = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. répartie sur 50cm de hauteur, avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

III.1.8) Vérification au cisaillement: (Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$F = \max(Q, F_p) = 1 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1.5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifié}$$

Donc pas besoin d'armatures transversales

III.1.9) Vérification de Contrainte d'adhérence :BAEL91 : Art A.6.1, 3

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :

$$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.1.10) Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times \text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 15 cm.

Tableau (III.1.2) : Calcule des armatures

$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{S\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{ado}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix (ml)	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix (ml)
0,34	0,966	2.01	4HA8	2.01	4HA8

III.1.11) Vérification des contraintes à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration non préjudiciable

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,6 \text{ [MPa]}$. avec

$\eta = 1,6$ pour HA.

Alors : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$.

Calcul : $\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$.

$\rho = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,92075 \Rightarrow K_1 = 47,6975$

$K = \frac{1}{K_1} = 0,020965$

$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,921 \times 80 \times 201} = 33,76 \text{ [MPa]}$.

$\sigma_s = 33,76 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

➤ **Dans le béton :**

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

Avec :

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

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,020965 \times 33,76 = 0,707 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

III.1.12) Vérification des espacements des barres

a) **Armature principale :** $S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

avec h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature transversal :

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 75,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$ Donc la section effectivement partiellement comprimée.

III.1.13) Vérification au flambement**a) Calcul de l'élanement**

$$\square = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

\square : Élanement de l'élément.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1,2 \text{ m}.$$

$$\square \square \square = \frac{1,2 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \times 10^{-5}}} = 41,58$$

b) Vérification à l'élanement :

$$\square \leq \max [50 ; \min (\frac{67e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (190,95 ; 100)]$$

$$\square \square 41,58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

III.1.14) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3)

$$F_P = 4AC_P W_P$$

D'où : $F_P = 4 \times 0.2 \times 0.3 \times 1.71 = 0.41 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion : L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment

• Schéma de ferrailage :

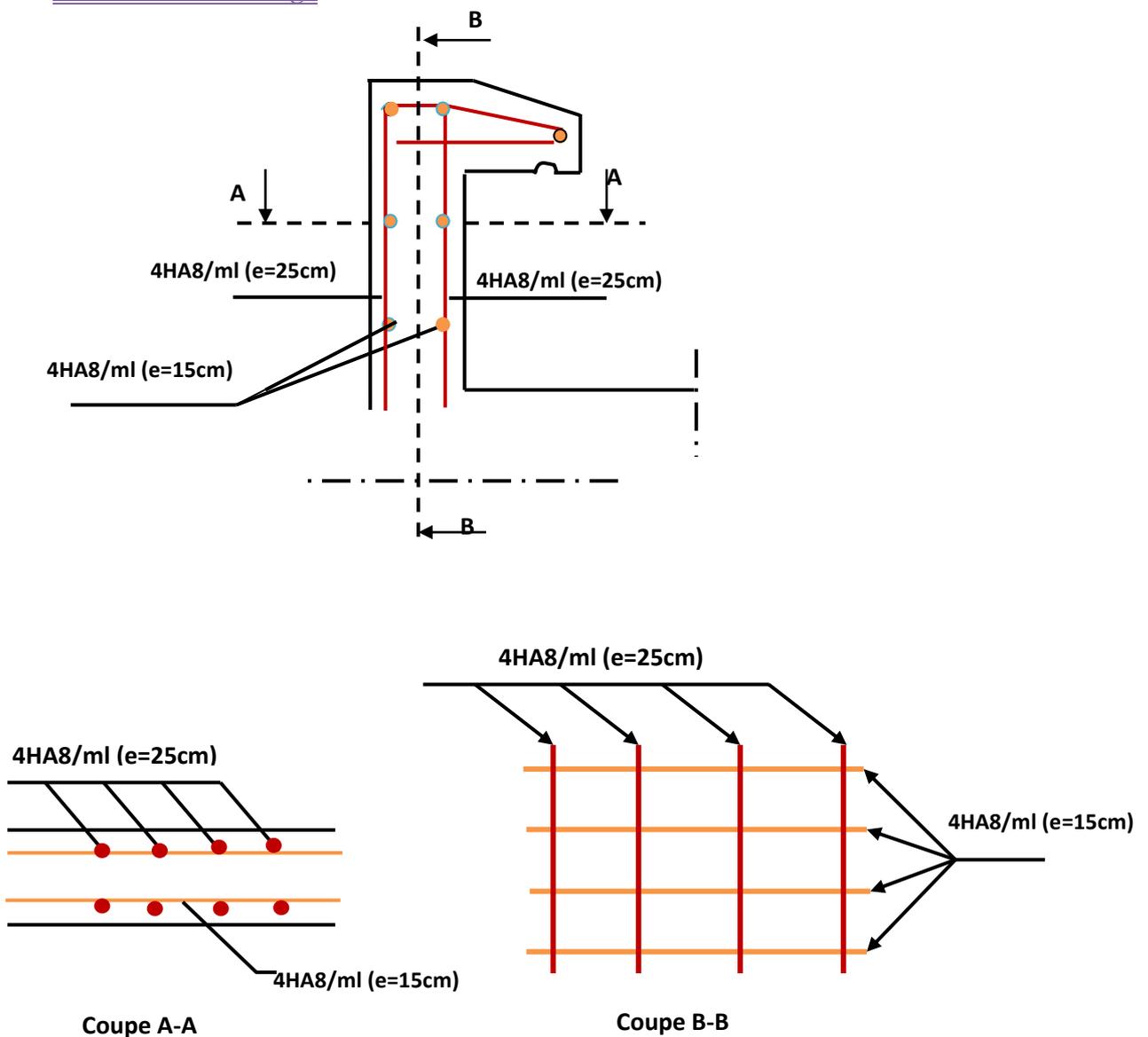


Figure III.1.1 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

III.2) Etude du balcon

III.2.1) Introduction

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encadrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

L : largeur du balcon $e \geq \frac{1.1}{10}$

On prend comme épaisseur : $\Rightarrow e \geq 0.11$

Donc : $e = 15 \text{ cm}$

III.2.2) Charges verticales

Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux courant, du fait de la concentration possible des personnes. La valeur de la charge d'exploitation est prise égale à 3.5 KN/m^2 .

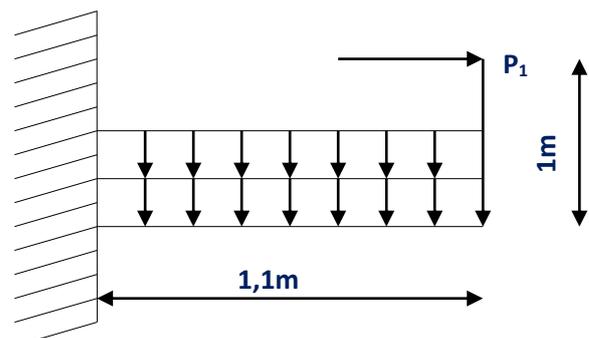
III.2.3) Détermination des sollicitations

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers, par la méthode de CAQUOT, le rapport des portées étant généralement inférieure à 0.8, soit séparément. Ils sont calculés en fissuration non préjudiciable.

a) Evaluation des actions

- Epaisseur de la dalle $e = 15 \text{ cm}$.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - charges permanentes : $G_1 = 5.31 \text{ KN/ m}^2$.
 - surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ m}^2$.
 - surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$

b) Calcul des sollicitations : le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire



III.2.4) Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

a) Combinaison fondamentale :

➤ L'ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5.31) + 1.5 (3.5) \end{cases} \implies q_u = 12.41 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \end{cases} \implies P_u = 1.35 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1.5 Q_2 \\ Q_u = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN} \end{cases} \implies Q_u = 1.5 \text{ KN}$$

➤ L'ELS:

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 5.31 + 3.5 \end{cases} \implies q_s = 8.81 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} P_s = G_s \\ P_s = 1 \text{ KN} \\ Q_s = Q_2 \\ Q_s = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Schéma statique de calcul

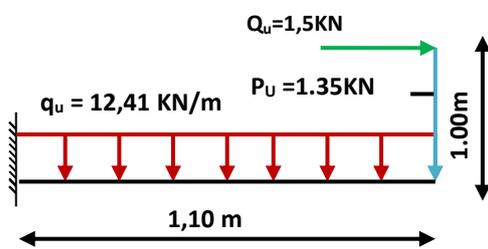


Schéma statique (ELU)

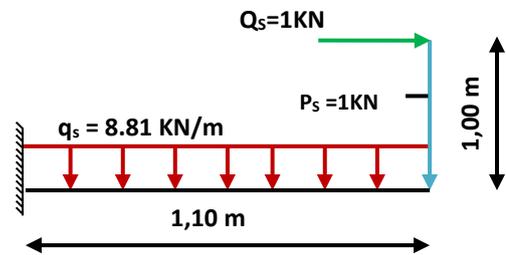


Schéma statique (ELS)

c) Les moments et Les efforts tranchants

➤ L'ELU:

❖ Tronçon : $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$:

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u(x) - Q_u(x)$$

$$M_u(x) = -6.2 x^2 - 1.35 x - 1.5 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_u(0\text{m}) = -1.5 \text{ KN.m} \\ M_u(1.1\text{m}) = -10.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + p_u \\ 12.41x + 1.35 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_u(0\text{m}) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(1.1\text{m}) = 15.00 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ L'ELS:

❖ Tronçon : $0 \leq x \leq 1.1 \text{ m}$:

$$M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s(x) - Q_s(x)$$

$$M_s(x) = -4.4 x^2 - x - 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_s(0\text{m}) = -1 \text{ KN.m} \\ M_s(1.1\text{m}) = -7.42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_s(x) = q_s x + p_s$$

$$T_s(x) = 8.8 x + 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau (III.2.1) : Sollicitation de calcul

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.1	X=0	X=1.1
T(x) KN	1.35	15.00	1	10.68
M(X) KN.m	1.5	10.49	1	7.42

d) Diagramme des moments et des efforts tranchant

➤ **L'ELU :**

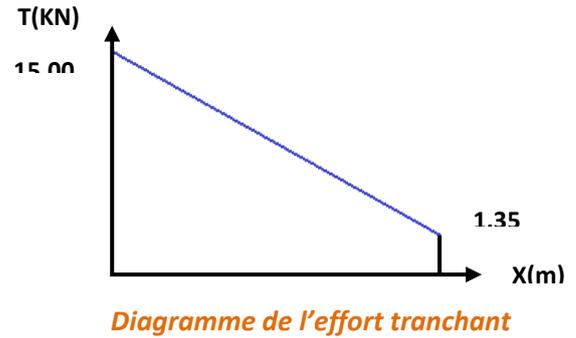
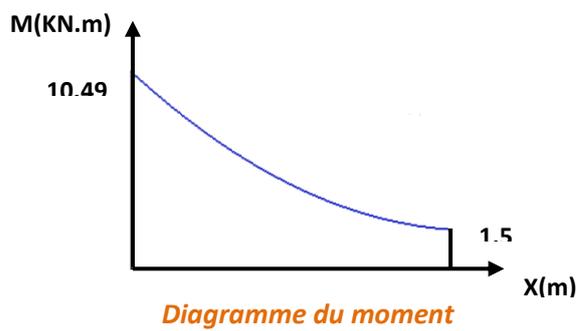


Figure III.2.1: diagramme du moment et l'effort tranchant à ELU

➤ **L'ELS :**

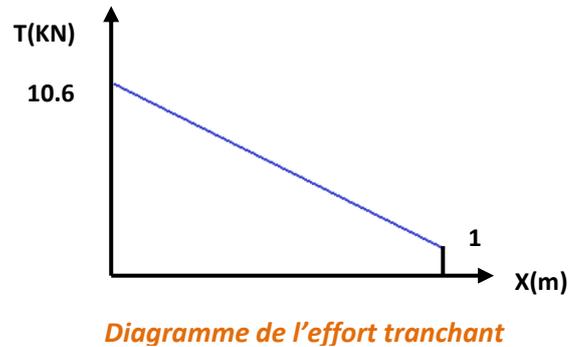
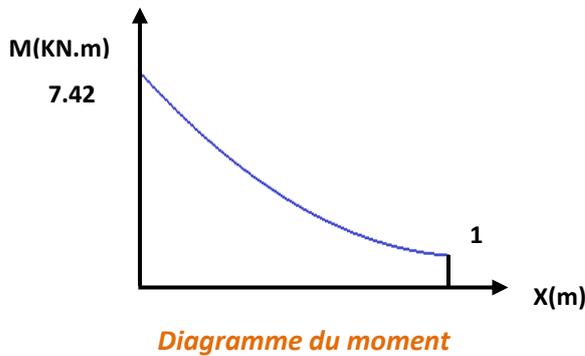


Figure III.2.2: diagramme du moment et l'effort tranchant à ELS

III.2.5) Calcul du Ferraillage

a) Armature principale

b = 1m, h = 15cm, d = 0.9 h = 13.5 cm

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{10.49 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.041$$

avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.49}{7.42} = 1.41$

$$\mu_{lu} = [3440(1.41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_{lu} = 0.30 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.041 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 1.35[1 - 0.6(0.041)] = 1.32 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{10.49 \times 10^6}{132 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA 8 = 2.51 cm²** avec **S_t = 20 cm**.

b) Armature de répartition

$$A_t = A_l / 4 = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **S_t = 20 cm**.

III.2.6) Les vérifications

1) Vérifications à ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \cdot 1000 \cdot (135) \cdot (2.1)}{400} = 163 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) Vérification de disposition des armatures

➤ **Armatures longitudinales** : $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Avec :

h : l'épaisseur du balcon h = 15 cm

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Armature de répartition** :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$V_u = 15.00 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2,5 MPa \right) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{15.00 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,11 < 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL/91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$

$$V_u^{\max} = 15.00 KN$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{15.00 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 125,6} = 0,98 \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 8 = 125,6 mm$$

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

$\tau_u = 0,98 MPa < \bar{\tau}_u = 3,15 MPa$ La condition est vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

2) Vérifications à ELS

a) Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau (III.2.1) : Vérifications à ELS

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa ààà)	Observation
7.42	2.51	0	7.91	15	Vérifiée

b) Vérification des contraintes maximales dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = \min \left\{ 266.67 MPa ; 201.63 MPa \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s = \eta . K . (d - y) = 15 * 0.1157 * (135 - 40) = 164.87 N / mm^2 = 164.87 MPa$$

$$\sigma_s = 164.87 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \quad C.V$$

c) Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.10} = 0.13 \geq 0.062 \Rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.10} = 0.13 \geq 0.1 \Rightarrow C.V$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.0030 \leq \frac{4.2}{400} = 0.042 \Rightarrow C.V$$

• Schéma de ferrailage :

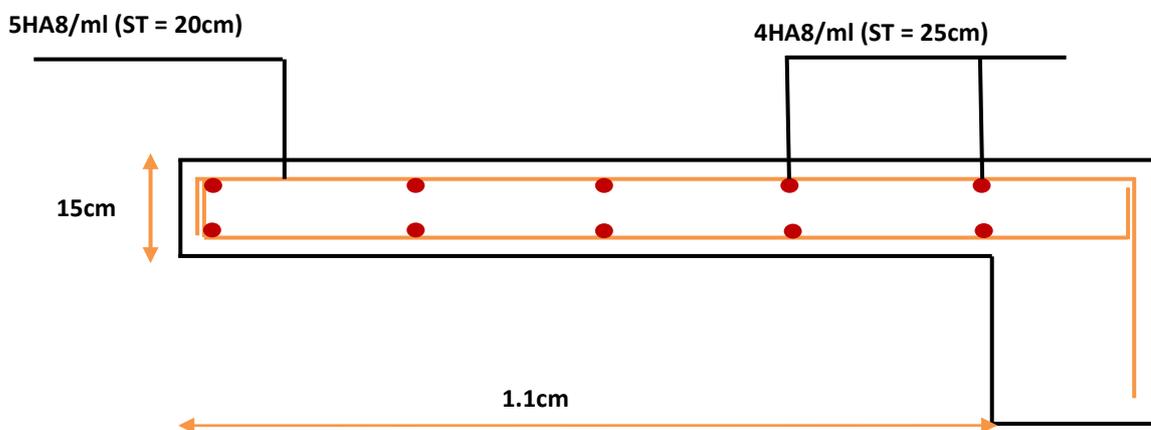


Figure III.2.3: Schéma de ferrailage de balcon

III.3) Calcul du plancher

Les planchers sont des éléments en plan horizontaux qui ont le rôle de :

- ✓ Résister aux charges, Permettre une isolation thermique
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux

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

III.3.1) Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

- a) 1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression
- b) 2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

➤ Pré dimensionnement des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

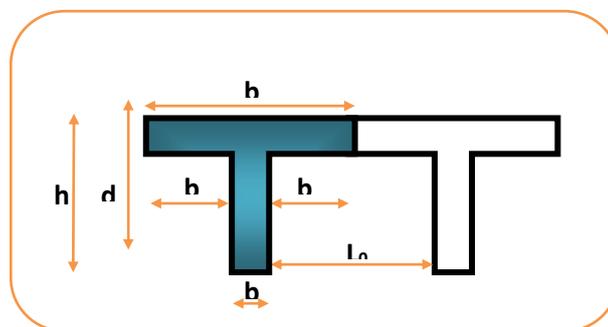


Figure III.3.1: Schéma des poutrelles

L_1 : La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux

poutrelles $\implies L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée $\implies L = 4.95\text{ m}$

b₀ : largeur de la nervure $\implies b_0 = 12\text{cm}$

h₀ : épaisseur de la dalle de compression $\implies h_0 = 4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression $\implies b = 2b_1 + b$

Pour b_0 on a : $0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h$ $\implies 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$

$6\text{cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \implies \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \implies b_1 \leq (26.5 ; 49.5) \implies b_1 = 26.5\text{cm}$$

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

a) 1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

a.1) Charges et surcharges

➤ **Charge permanente**

Poids propre de poutrelle :

$G_{pr} = 0.04 \times 0.12 \times 2500 = 0,12\text{KN} / \text{ml}$

Poids de corps creux d'épaisseur :

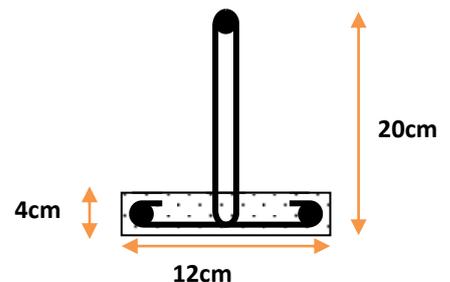


Figure III.3.2: La nervure

$G_{cc} = 0.65 \times 0.95 = 0,62\text{KN/ml}$

D'où : $G = 0,2 + 0,12 = 0,74\text{KN/ml}$

➤ **Charge d'exploitation**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

$Q = 1 \times 0.65 = 0.65\text{ KN/m}$

a.2) Combinaison des charges

➤ à L'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 0.65) = 1.97 \text{ KN/ml}$$

⇒ $q_u = 1.97 \text{ KN/ml}$

➤ à L'ELS

$$q_s = G + Q = 0.74 + 0.65 = 1.39 \text{ KN/ml}$$

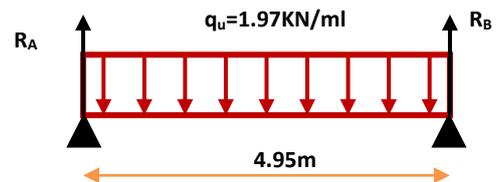
⇒ $q_s = 1.39 \text{ KN/ml}$

a.3) Calcul des efforts tranchants et moments max en travée

à L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.97 \times 4.95^2}{8} = 6.03 \text{ kn.m}$$

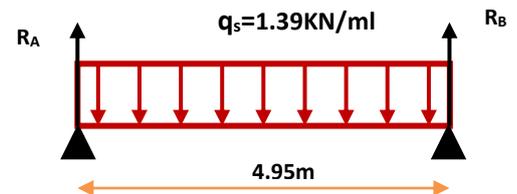
$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.97 \times 4.95}{2} = 24.13 \text{ kn.m}$$



à L'ELS:

$$M_{\text{ser}} = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{1.39 \times 4.95^2}{8} = 4.25 \text{ kn.m}$$

$$T_{\text{ser}} = T_{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{1.39 \times 4.95}{2} = 17.03 \text{ kn.m}$$



La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peut nuisible (FPP).

$$d = 0.9 \times h_0 = 36 \text{ cm} ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad M_u = 6.03 \text{ KN.m} ; \quad f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; \quad b_0 = 10 \text{ cm} ;$$

$$M_{\text{ser}} = 4.25 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_u} \implies \mu_{bu} = 1.18$$

$$\gamma = \frac{6.03}{4.25} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.30 \implies \mu_{lu} = 0.30$$

$\mu_{bu} > \mu_{lu} \dots \dots \dots 1.18 > 0.30$ donc:

La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaielements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

b) 2^{ième} étape : après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **T** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

b.1) Charge et surcharge et La combinaison de charge

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

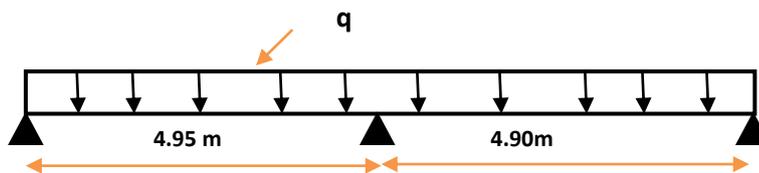
$$\text{Avec : } \begin{cases} g = 0.65G \\ q = 0.65Q \end{cases}$$

Tableau III.3.1 Charge et surcharge

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$g = 0.65G$ (KN/m ²)	$q=0.65Q$ (KN/m ²)	q_u (KN/m ²)	q_s (KN.m ²)
Terrasse inaccessible	6.68	1.00	4.34	0.65	6.83	4.99
Étage courant	5.11	1.50	3.32	0.97	5.93	4.29
RDC	5.11	2.50	3.32	1.62	6.91	4.94

On calcule le plancher le plus le défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC : $q_u = 6.91 \text{ KN/m}^2$



III.3.2) calcul des sollicitations

➤ Choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire

➤ Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

➤ Domaine d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G. \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

1) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

2) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

3) Fissuration peu nuisible.

➤ **L'application de la méthode**

$$1) \begin{cases} Q = 2.5 \leq 2G = 10.6 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \leq 5 \text{ kN/m}^2. \implies \text{C.V} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

$$3) 0,8 \leq l_i / l_{(i+1)} \leq 1,01 \implies 0,8 \leq 4.95 / 4.90 = 1,01 \leq 1,25 \implies \text{C.V}$$

4) La fissuration est peu préjudiciable \implies C.V

Donc la méthode Forfaitaire est applicable.

\Rightarrow Alors cette méthode est applicable.

On doit respecter les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

Avec :

M_w et M_e sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t le moment maximal en travée dans la travée considérée.

On retiendra les coefficients suivants :

2) Calcul des moments

a) Moment sur travées

➤ L'ELU

Travée 1-2 (L=4.95 m)

$$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 6.91 \times 4.95^2 / 8 = 21.16 \text{ kn.m}$$

Travée 2-3

$$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 6.91 \times 4.90^2 / 8 = 20.73 \text{ kn.m}$$

➤ L'ELS

Travée 1-2

$$M_0 = q_s \cdot l^2 / 8 = 4.99 \times 4.95^2 / 8 = 15.28 \text{ kn.m}$$

Travée 2-3

$$M_0 = q_s \cdot l^2 / 8 = 4.99 \times 4.90^2 / 8 = 14.97 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur appuis

➤ L'ELU :

Appuis de rive

$M_1 = M_3 = 0$; sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0.15M_0$.

Appuis intermédiaires :

$$M_2 = -0.6 \max (M_{1-2}, M_{2-3}) = -0.6 \max(21.16) = -12.7 \text{ KN.m}$$

➤ L'ELS

Appuis de rive

$M_1 = M_3 = 0$; sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0.15M_0$.

Appuis intermédiaires :

$$M_2 = -0.6 \max (M_{1-2}, M_{2-3}) = -0.6 \max(15.28) = -9.17 \text{ KN.m}$$

3) Calcul des coefficients

Tableau (III.3.2) : Tableau récapitulatif des coefficients.

Coefficients / plancher	stockage
$\alpha = Q/G + Q$	0,43
$(1+0.3\alpha)$	1,129
$(1,2+0,3\alpha) / 2$	0,66

➤ L'ELU

Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,129 \times 21.16 + (-12.7/2) = 17.53 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0.66 \times 21.16 = 13.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,129 \times 21.16 + (-12.7/2) = 17.53 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0,66 \times 21.16 = 13.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ L'ELS

Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.129 \times 15.28 + (-9.17/2) = 12.07 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0.66 \times 15.28 = 10.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 2-3

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.129 \times 15.28 + (-9.17/2) = 12.07 \text{ KN. m} \\ M_t \geq 0,66 \times 15.28 = 10.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

4) Calcul d'efforts tranchant

➤ L'ELU

Travée 1-2

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = (6.91 \times 4.95) / 2 = 17.10 \text{ KN} \\ V_2 = 1.15 \times V_1 = 19.66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée 2-3

$$\begin{cases} V_2=1.15 \times (6.91 \times 4.90) / 2 = 19.46 \text{ KN} \\ V_3=1.15 \times V_2=22.38 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **L'ELS**

Travée 1-2

$$\begin{cases} V_1=(4.99 \times 4.95) / 2 = 12.35 \text{ KN} \\ V_2=1.15 \times V_1=14.20 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2-3

$$\begin{cases} V_2=1.15 \times (4.99 \times 4.90) / 2 = 14.06 \text{ KN} \\ V_3=1.15 \times V_2=16.18 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau (III.3.3) : Sollicitation à L'ELU des poutrelles de plancher stockage

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _e (KN.m)	M _w (KN.m)	M _t (KN.m)	V _e (KN)	V _w (KN)
1-2	4.95	6.91	21.16	0	-12.7	17.53	17.10	19.66
2-3	4.90	6.91	21.16	-12.7	0	17.53	19.46	22.38

Tableau (III.3.4) : récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

Type de plancher	Solicitations	ELU			ELS		
		M ^{max} _{ape} (KN.m)	M ^{max} _{trav} (KN.m)	V ^{max} (KN)	M ^{max} _{appui} (KN.m)	M ^{max} _{trav} (KN.m)	V ^{max} (KN)
		Plancher de commercial	12.7	17.53	22.38	9.17	12.07

5) Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant (ELU)

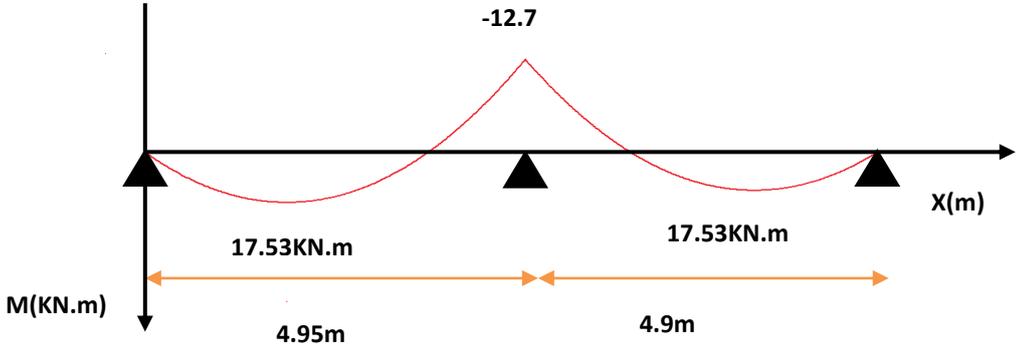


Figure III.3.3): Diagramme des moments à L'ELU.

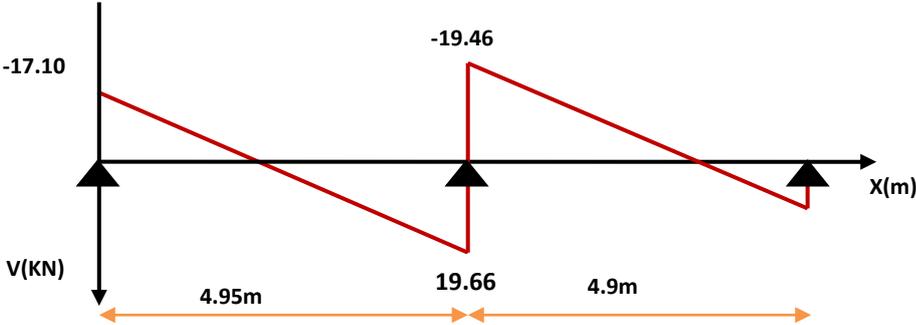


Figure III.3.4): Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

6) Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant (ELS)

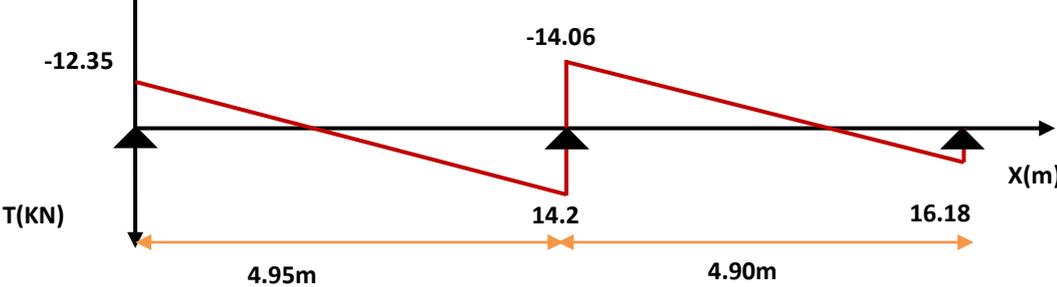


Figure III.3.5) : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

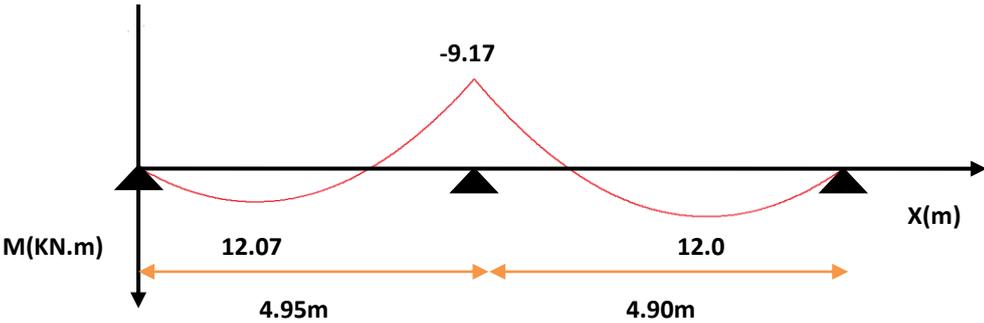


Figure III.3.6) : Diagramme des moments à L'ELS

III.3.3) Calcul des armatures à L'ELU

a) en travée

$M_{u \max} = 17.53 \text{KN.m}$, $M_{\text{ser} \max} = 12.07 \text{KN.m}$ et $b \neq b_0$.

D'après l'organigramme de flexion simple nous trouvons les résultats suivants.

$F_{bc} = b \times h_0 \times F_{bu}$

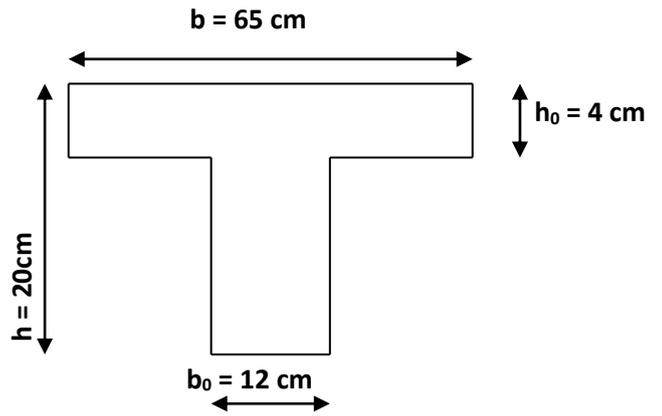
$F_{bc} = 650 \times 40 \times 14.17 \times 10^{-3} = 368.42 \text{KN}$

$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$

Avec $d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18$

$Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 18 - \frac{4}{2} = 16 \text{cm}$

$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 368.42 \times 0.16 = 58.94 \text{KN.m}$



$M_{tu} > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre passe dans la table de compression, nous considérons une section rectangulaire de largeur ($b = 65 \text{ cm}$).

- le ferrailage est calculé à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{(17.53)10^3}{0.65 \times 0.18 \times 0.18 \times 14170000} = 0.058$

$\mu_{tu} = 10^{-4}(3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050)$ et $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.45$

$\mu_{tu} = 0.316 > \mu_{bu} = 0.058 \longrightarrow A' = 0$

Méthode simplifiée

$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}]$

$A = \frac{M_u}{Z_b F_{ed}}$

Tableau (III.3.5) : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée
Travée	17.53	0.058	0,316	0	17.37	2.89	1.41	3HA12 3,39cm ²
Appui	12.7	0.042	0.316	0	15.59	1.19	0.26	2HA10 1.57cm ²

III.3.4) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_s\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi \leq 0.57\text{cm}$$

On prend $\phi = 6\text{mm}$ on adopte **4HA6** avec $A_t = 1.13\text{cm}^2$

Espacement :

D'après RPA99/V2003

-dans la zone modale : $S_t = \min\left(\frac{h}{40}, 12\phi_s\right) \Rightarrow S_t = \min(5, 12) \Rightarrow S_t = 5\text{cm}$

-En dehors de la zone modale : $S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

III.3.5) Les Vérifications

1)Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

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

$A_t = 3.26\text{cm}^2 > 1.41\text{cm}^2$condition vérifier.

$A_a = 1.19\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2$condition vérifier.

b) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u\lim}$ Pour des fissurations peu préjudiciables ; on a :

$$\tau_{u\lim} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \\ 5MPa \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{u\lim} \leq 3,33MPa \quad \text{On prend : } \tau_{u\lim} = 3MPa$$

$$T_{\max} / b_0.d = (22.38 / 120 \times 180) \times 10^3 = 1.03 \text{ Mpa} \quad \text{donc: } 1.03 \leq \tau_{u\lim} = 3MPa$$

—————> **Condition vérifiée.**

c) Vérification de Contrainte d'adhérence :BAEL91 : Art A.6.1, 3

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \quad \text{on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

et on a
$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendus.

Donc :

$$\sum U_i = 3 \times 2 \times \pi \times R = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'ancrage des barres

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

e) Espacement

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76\text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-Appuis de rive :} \\ V_{\max} = 19.66\text{KN} < 129,76\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \text{-Appuis intermédiaires :} \\ V_{\max} = 22.38\text{KN} < 129,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

2) Vérification à l'ELS

a) Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

b) La position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante :

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

c) Moment d'inertie

Le moment d'inertie pour une section rectangulaire est donné par la formule suivante :

$$I = by^3 / 3 + 15[A (d-y)^2 + A' (y-d')^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Tableau (III.3.6) : Vérification de calcul des armatures à L'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	condition
travée	12.07	3.39	12099.45	3.6	0.099	3.56	15	Condition vérifié
appuis	9.17	1.57	6168.87	2.68	0.15	4.02	15	Condition vérifié

III.3.5) Etat limite d'ouverture des fissures

1) Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2)

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{495} = 0,04 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_{St}}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

a) Calcul de la flèche

Avec $h_t = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $L = 4.95 \text{ m}$; $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$M_{ser, travée} = 12.07 \text{ kN.m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc on doit vérifier la flèche comme suit :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{pour : } L \leq 5.00\text{m}$$

$$L = 4.95\text{m} \rightarrow \bar{f} = \frac{495}{500} = 0.99\text{cm.}$$

-Calcul du moment d'inertie de la section non fissurée (I_0) :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[3.39 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 46587.73 \text{ cm}^4$$

b) Calcul du facteur (λ)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.016 \times (2 + 3 \times 0.185)} = 2.57$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.028$$

c) Calcul des moments

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{5.11 \times 4.95^2}{8} = 15.65 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{2 \times 4.95^2}{8} = 6.12 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{\text{ser}} = 14.19 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des contraintes

$$\begin{aligned}
 * \sigma_{sg} &= \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 15.65}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sg} = 280.29 \text{ MPa} \\
 * \sigma_{sj} &= \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6.12}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sj} = 109.61 \text{ MPa} \\
 * \sigma_{sp} &= \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 14.19}{11239.46} (18 - 4.58) \Rightarrow \sigma_{sp} = 254.14 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

e) Calcul des paramètres (μ)

$$\begin{aligned}
 * \mu_g &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 280.29 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.81 \\
 * \mu_j &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 109.61 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.59 \\
 * \mu_p &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 254.14 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.80
 \end{aligned}$$

f) Calcul de l'inertie fissurée

$$\begin{aligned}
 * I_{fv}^g &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 0.4 \times 2.57 \times 0.81} \Rightarrow I_{fv}^g = 27962.60 \text{ cm}^4 \\
 * I_{fi}^g &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.59} \Rightarrow I_{fi}^g = 20365.81 \text{ cm}^4 \\
 * I_{fi}^i &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.80} \Rightarrow I_{fi}^i = 16769.14 \text{ cm}^4 \\
 * I_{fi}^p &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.57 \times 0.799} \Rightarrow I_{fi}^p = 16783.25 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

g) Calcul des flèches

$$\begin{aligned}
 * f_{gv} &= \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{14.79 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 27962.60} \Rightarrow f_{gv} = 1.07 \text{ cm} \\
 * f_{gi} &= \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{14.79 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 20365.81} \Rightarrow f_{gi} = 0.49 \text{ cm} \\
 * f_{ji} &= \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^i} = \frac{10.44 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 16769.14} \Rightarrow f_{ji} = 0. \text{ cm} \\
 * f_{pi} &= \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{14.18 \times 469^2 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 16783.25} \Rightarrow f_{pi} = 0.58 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = (1.04 - 0.57 + 0.58 - 0.52) = 0.53 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.63 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Conclusion : ferrailage adopté

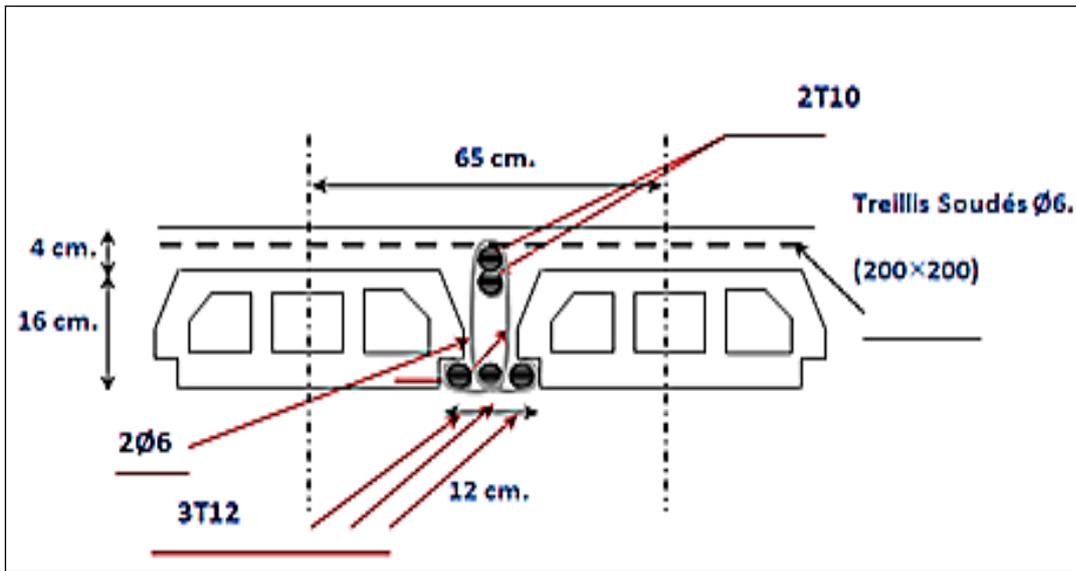


Figure (III.3.7) : Schéma de ferrailage des poutrelles

III.4) Calcul des escaliers

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers (trois volées).

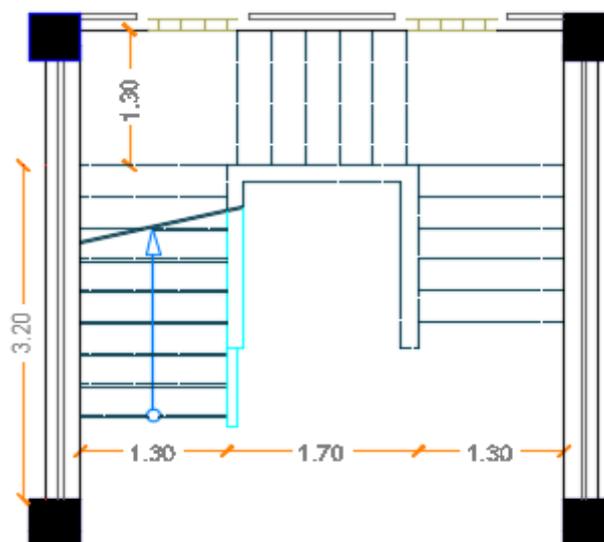


Figure (III.4.1) : Schéma statique de l'escalier

III.4.1) type de l'escalier (trois volée)

Ils sont constitués de deux paliers intermédiaires trois volées coulées sur place.

➤ Deux paliers avec volée

1) Détermination des sollicitations de calcul

a) Charge et surcharge

-paillasse :

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{paillasse}} = 8,83 \text{ kN/ml} \\ Q_{\text{paillasse}} = 2,50 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

-palier :

$$\left. \begin{array}{l} G_{\text{palier}} = 5,31 \text{ kN/m} \\ Q_{\text{palier}} = 2,50 \text{ kN/ml} \end{array} \right\}$$

b) Combinaisons de charges

$$\begin{array}{l} \text{1. ELU :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse: } p_1 = 15,67 \text{ kN/ml} \\ \text{Palier : } p_2 = 10,91 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{2. ELS :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse : } p_{s1} = 11,33 \text{ kN/ml} \\ \text{Palier : } p_{s2} = 7,81 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \end{array}$$

2) à l'état limite ultime : ELU

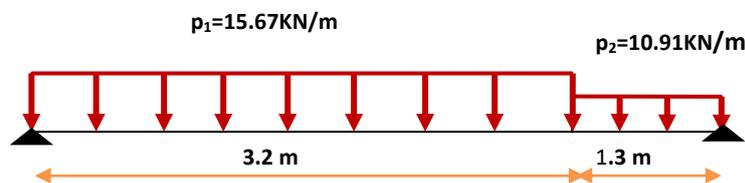


Figure (III.4.2) : Schéma statique à L'ELU.

a) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B = p_1 \times 3,2 + p_2 \times 1,3$$

$$\longrightarrow \quad R_A + R_B = 15,67 \times 3,2 + 10,91 \times 1,3$$

$R_A + R_B = 64.33 \text{ KN}$

$\sum M/A = 0 \implies (R_B \times 4.5) - (p_1 \times 3.2^2 / 2) - (p_2 \times 1.3 \times 3.85) = 0 \implies R_B = 29.96 \text{ KN}$

donc $\implies R_A = 34.37 \text{ KN}$

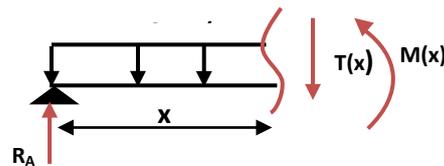
b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

❖ **Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 3.2 \text{ m}$:**

$T(x) = -P_1(x) + R_A$

$T(x) = -15.67x + 34.37$

$\implies \begin{cases} T(0) = 34.37 \text{ KN.} \\ T(3.2) = -15.77 \text{ KN.} \end{cases}$



$M(x) = -P_1(x^2)/2 + R_A(x)$
 $M(x) = -7.83x^2 + 34.37x \implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.1) = 37.72 \text{ KN.m} \end{cases}$

$dM_u(x) / dx = 0 \implies T(x) = -15.67x + 34.37 = 0$

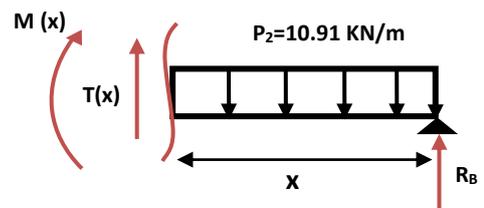
$\implies x = 2.19 \text{ m} \quad \implies M_{max} = 37.72 \text{ KN}$

❖ **Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.3 \text{ m}$:**

$T(x) = P_2(x) - R_B$

$T(x) = 10.91x - 29.96$

$\implies \begin{cases} T(0) = -29.96 \text{ KN.} \\ T(1.3) = -15.77 \text{ KN.} \end{cases}$



$M(x) = -P_2(x^2)/2 + R_B(x)$

$M(x) = -5.45(x^2) + 29.96(x)$

$\implies \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.2) = 29.73 \text{ KN.m} \end{cases}$

• Remarque :

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

$$M_z^{\max} = 37.72 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 37.72 = - 11.31 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 37.72 = 32.06 \text{ KN.m}$

Tableau III.4.1 récapitulatif des moments

L'ETAT	M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
ELU	11.31	32.06

3) à l'état limite service : ELS

a) Schéma statique

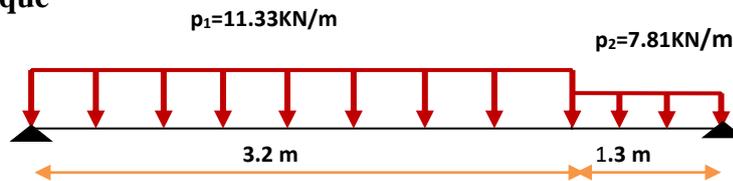


Figure (III.4.3) : Schéma statique à L'ELS.

b) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = P_1 (3.2) + P_2 (1.3)$$

$$\Rightarrow \quad R_A + R_B = 11.33 (3.2) + 7.81 (1.3)$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{R_A + R_B = 46.41 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B (4.5) - P_1 \frac{(3.2)^2}{2} - P_2 (1.3) (3.85) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R_B = 21.58 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow \quad \text{donc} \quad \mathbf{R_A = 24.83 \text{ KN}}$$

d) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

❖ **Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 3.2$:**

$$T(X) = - P_1(x) + R_A$$

$$T(x) = - 11.33 x + 24.83$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 24.83 \text{ KN} \\ T(3.2) = - 11.42 \text{ K} \end{cases}$$

$$M(x) = -P_1\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A(x) \quad \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x) = -5.66(x^2) + 24.83(x) \end{cases}$$

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \quad \Rightarrow \quad T(X) = - 11.33(x) + 24.83 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 2.19\text{m}$$

$$M_{\max} = - 5.66 (2.19)^2 + 24.83 (2.19) \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 27.23\text{KN.m}$$

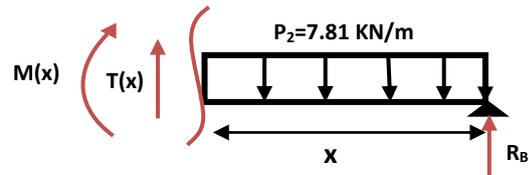
❖ **Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.3$:**

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

$$T(x) = 7.81 x - 21.58$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -21.58 \text{ KN} \\ T(1.3) = -11.42 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$M(x) = - P_2 \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x) \quad \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x) = - 3.90 x^2 + 21.58 x \end{cases}$$



• **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Donc :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_Z^{\max}$
- En travées : $M_{st} = 0.85 M_Z^{\max}$

Tableau III.4.2 récapitulatif des moments

L'ETAT	M_{appuis} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
ELS	8.17	23.14

4) Diagramme des moments et des efforts tranchants

➤ à L'ELU :

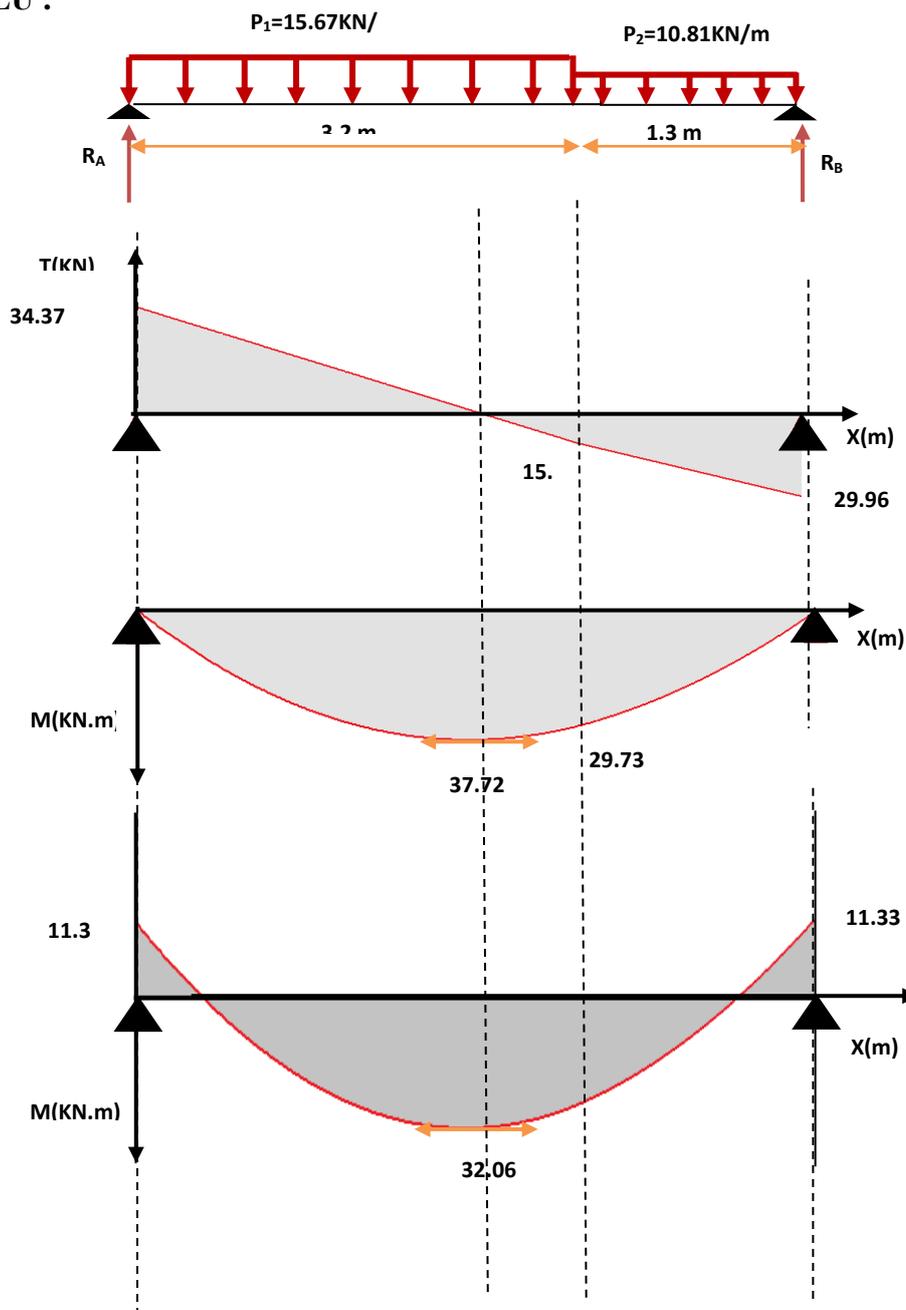


Figure (III.4.4) : Schéma de Diagramme des moments et des efforts tranchants

➤ à L'ELS:

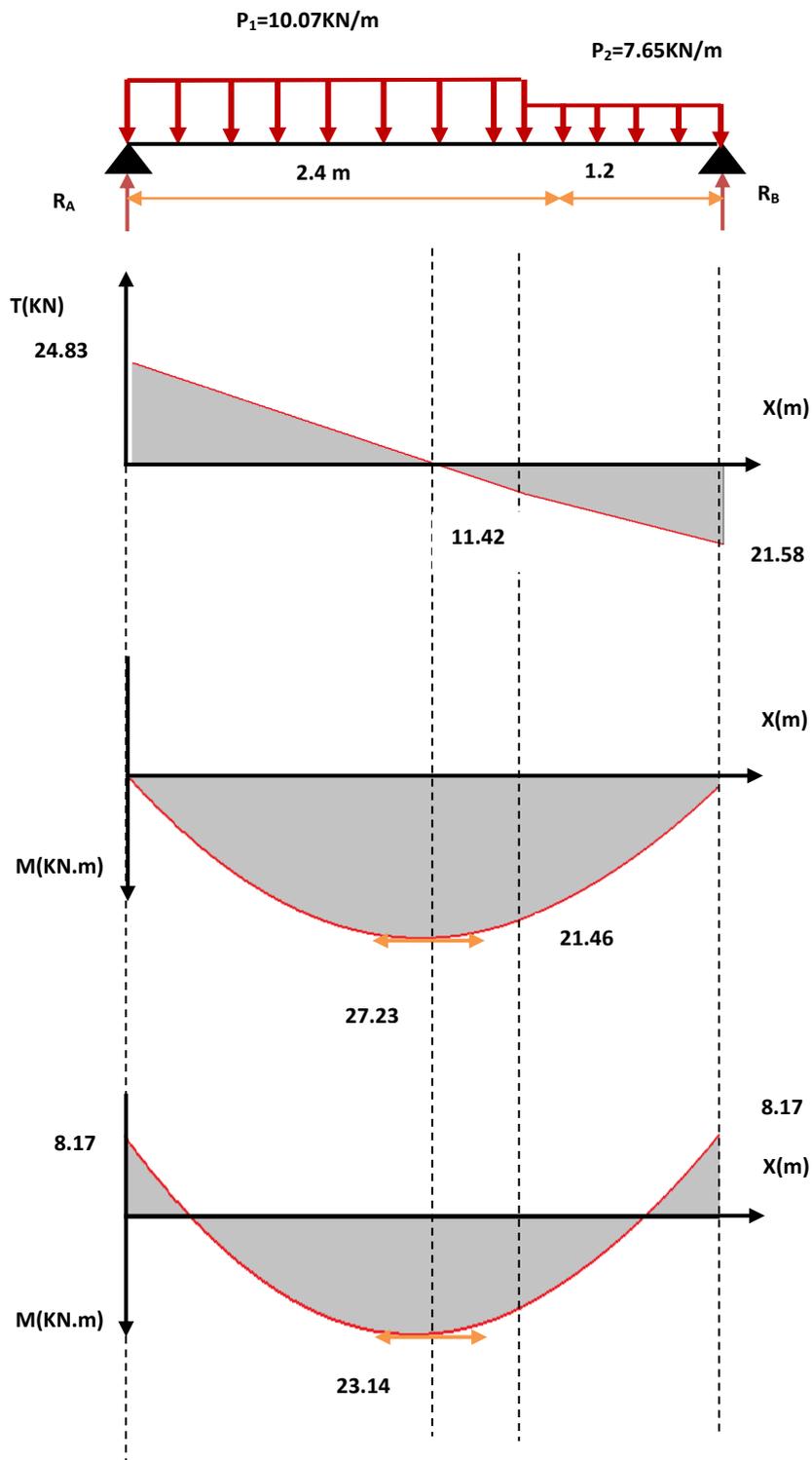


Figure (III.4.5) : Schéma de Diagramme des moments et des efforts tranchants

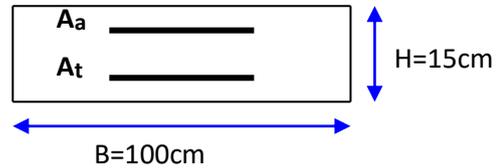
III.4.2) Ferrailage à LELU

1) Armatures longitudinales :

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de largeur $b=1m$

➤ **En travée :**

$$M_t = 32.06 \text{ kN.m}$$



$$b=1m \quad h=15cm \quad d=0,9h=13,5cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.06 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,124$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SR}} = 1,38$$

D'ou : $\mu_{lu} = 0,29$

$$\mu_{bu} = 0,124 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}$$

$\mu_{bu} < 0,275 \Leftrightarrow$ méthode simplifiée

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 13,5 (1 - 0,6 \times 0,045) = 12,49 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b f_{ed}} = \frac{32.06 \times 10^6}{124,9 \times 348} = 737,6 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_t = 7,37 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA14/ml = 7.70cm²** Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **En appuis :**

$$M_a = 11.33 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,124 < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (section simplement armée -SSA-)}$$

$\mu_{bu} < 0,275 \Leftrightarrow$ méthode simplifiée

$$z_b = 12,49 \text{ cm} \quad A_a = 2,60 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA10/ml=3,93cm^2$ Avec $S_t = 20cm$

1) Armatures de répartitions

➤ **En travée :**

$$A_{rt} = A_t / 4 = 2.31cm^2$$

Soit : $4HA10=3,14cm^2$ Avec $S_t = 25cm$

➤ **En appuis :**

$$A_{ra} = A_a / 4 = 1.17cm^2$$

Soit : $4HA10=3,14cm^2$ Avec $S_t = 25cm$

2) Vérification a l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b d (ft28 / fe) \Rightarrow A_{min} = 1,63cm^2$$

$$A_t = 7.70 cm^2 > A_{S min} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$A_a = 3,93 cm^2 > A_{S min} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

b) Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)

- **Armatures longitudinales**

$$S_t \leq \min (3h , 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 20cm < 33cm \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- **Armatures de répartitions**

$$S_t \leq \min (4h , 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25cm < 45cm \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

c) Vérification de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi}{4\tau_{su}} f_e \quad \text{avec : } L_s : \text{longueur de scellement droit des barres}$$

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} \Psi = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\tau_{su} = 2,835Mpa$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,21 cm \Rightarrow L_s = 35,21cm$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à $L_r = 0,4 L_s$ (L_r : longueur d'ancrage)

D'où : $L_r = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$

Soit : $L_r = 15 \text{ cm}$

d) Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable

($T_U \text{ max} = 25.37 \text{ kN}$). Donc il faut vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{34.37 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,254 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

- Influence sur le béton :

On doit avoir que : $T_U \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b \times a$; $a = 0,9d$ (longueur de l'appuis)

$T_U = 34.37 \text{ kN}$ $a = 12,15 \text{ cm}$

$$0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 10 \times 121,5 = 810 \text{ kN}$$

$T_U = 34.37 \text{ kN} \leq 810 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$

- Influence sur l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{1,5}{f_e} \left[T_U + \frac{M_U}{0,9d} \right]$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2$

$$1 \frac{1,15 \times 10}{400} \left[34.37 + \frac{(11.33)}{0,9 \times 0,135} \right] = 3.67 \text{ cm}^2$$

$A_a=3,93\text{cm}^2 > 3.67\text{cm}^2$ **vérifié.**

f) Vérification de l'adhérence aux appuis :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d x \sum U_l}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\sum U_l = \pi \phi n$: sommes des périmètres utiles des barres

ϕ : Diamètre d'une barre (10mm)

n : nombre des barres (5 barres)

$$\tau_{se} = \frac{3437 \times 10}{0,9 \times 135 \times 5 \pi \times 10} = 1,80 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,80 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$ **vérifiée.**

3) Vérification a l'ELS

a) Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7,5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

- En travée :

Tableau (III.4.3) : Vérification de calcul des armatures en travée à L'ELS.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K Kn/cm ³	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ⁻ (MPa)	observation
23.14	7.70	12391.7 2	4.55	0.186	8.46	15	Vérifier

- En appuis :

Tableau (III.4.4) : Vérification de calcul des armatures en appuis à L'ELS.

Mser (kn.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K Kn/cm ³	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ⁻ (MPa)	observation
8.17	3.93	7322.87	3.44	0.111	3.82	15	Vérifier

4) Vérification de la flèche (BAEL91/ArtB.6.5,2) :

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{450} = 0,033 < 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \longrightarrow \quad 0,0625 < 0,283 \quad \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \longrightarrow \quad 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

a) Calcul de la flèche (Art - A.2.1, 21 et A.2.1, 22/BAEL91).

Tel que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \longrightarrow \quad L < 5,00 \text{ m.}$$

$$f_i = \frac{L^2 \times M_{ser}}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} \quad , \quad f_v = \frac{L^2 \times M_t}{10 \times E_{vj} \times I_{fv}}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_{vj} : Module de déformation différé $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA}$.

E_{ij} : Module de déformation instantanée. $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA}$.

I_{fi} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au centre de gravité (CDG) de la section.

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

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $L = 4,5 \text{ m}$; $A_s = 7,7 \text{ cm}^2$

$M_{ser, travée} = 23,14 \text{ kN.m}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + \eta \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - c\right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 7,7 \times \left(\frac{15}{2} - 1,5\right)^2 = 32283,0 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) \sigma_s = 15 \times 0,186 \times (135 - 45,5) = 249,70 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7,70}{100 \times 13,5} \quad \longrightarrow \quad \rho = 0,0057$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0057 \times 249,70 + 2,1} ; 0\right) \quad \longrightarrow \quad \mu = \max(0,47 ; 0) \quad \longrightarrow \quad \mu = 0,47$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0057} \quad \lambda_i = 3,68$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 32283}{1 + 3,68 \times 0,47} = 13009,7 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{L^2 \times M_{ser}}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{450^2 \times 23,14 \times 100}{32164,20 \times 13009,7} = 0,91 \text{ cm}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i ; \lambda_v = 0,4 \times 3,68 = 1,47 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times 0,4 \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 32283}{1 + 0,47 \times 3,68} = 13009,71 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{L^2 \times M_t}{10 \times E_{vj} \times I_{fv}} = \frac{450^2 \times 23,14 \times 100}{10818,86 \times 13009,71} = 0,33 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{f} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm}$

$$\Delta f = f_v - f_i = 0,91 - 0,33 = 0,58 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f = 0,58 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,9 \text{ cm}$ vérifié

Tableau (III.4.5) : Tableau récapitulative des Ferraillages.

	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{adoptee}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{reparation}(\text{cm}^2)$	Choix
Appuis	2.60	3,93	1,63	5HA10	0,98	4HA10
Travée	7.37	7.70	1,63	5HA14	1.92	4HA10

5) ferraillage adopté

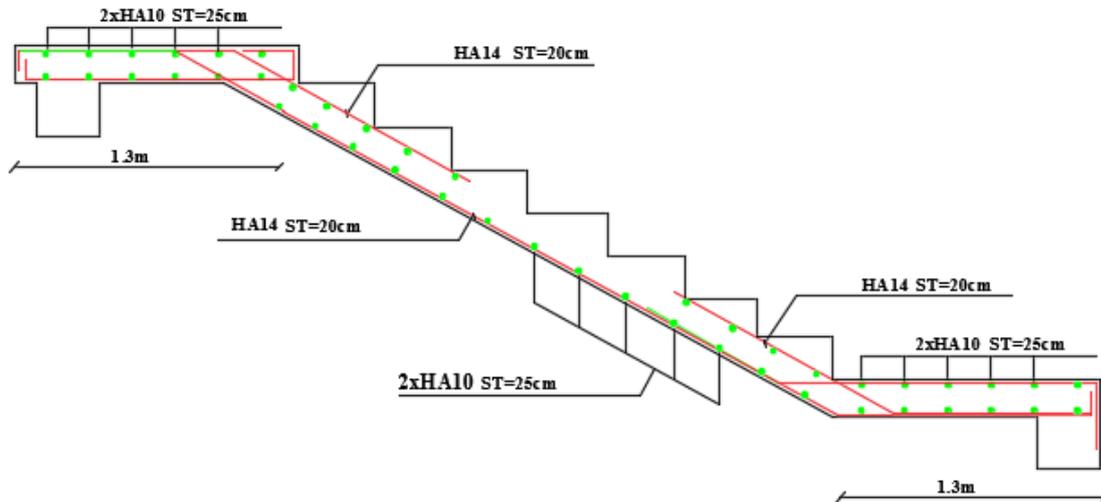


Figure (III.4.6) : Schéma de ferraillage des escaliers

III.5) Etude de la poutre brisée

III.5.1). Dimensionnement de la poutre brisée

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$\alpha = 33,4^\circ \quad ; l_v = 2,16m \quad ; L = 1,40 + 1,40 + 2,16 = 4,96m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \longrightarrow \quad 33,06 \leq h \leq 49,6 \quad \longrightarrow \quad h = 40cm. \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \quad \longrightarrow \quad b = 30cm. \end{array} \right.$$

On prend : h = 40 cm et b = 30cm

1) Verification

Le RPA99 [1] préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{OK.} \\ b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{OK.} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

2) Le poids propre de la poutre

$$g_0 = \gamma_b \cdot b \cdot h = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 25 \times \frac{0.4 \times 0.3}{\cos 33.4} = 3.59 \text{ kn/ml}$$

$$g = 2.4 \times (3.06 - 2.16) = 2.16 \text{ kn/ml}$$

g: le poids du mur extérieur

g₀: poids propre de la partie horizontale

g₁: poids propre de la partie inclinée

les charges transmises par l'escalier:

$$R_b = 39.55 \text{ kn/ml}$$

R_b: Réaction au point B de la 2^{ème} volée

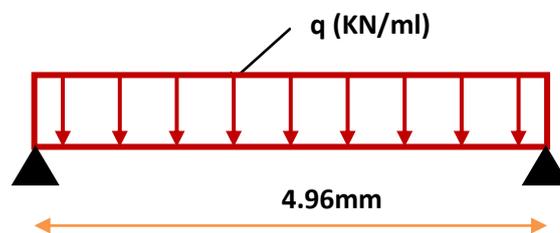


Figure III.5.1: schéma statique de la poutre brisée

III.5.2) Étude de la poutre brisée

$$h = 40 \text{ cm}, d = 36 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$$

1) Calcul des sollicitations

$$P_U = 1.35 \times (g_0 + g_1 + g) + R_b = 1.35 \times (3 + 3.59 + 2.16) + 29.96 = 41.77 \text{ kn/ml}$$

$$p_s = (g_0 + g_1 + g) + R_b = (3 + 3.59 + 2.16) + 29.96 = 38.71 \text{ kn/ml}$$

➤ À l'ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q \cdot l^2 / 8 = (41.77 \times 4.96^2) / 8 = 128.45 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = (q \cdot l) / 2 = 103.59 \text{ kn/ml}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 128.45 = -64.22 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_a = -64.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0.85 M_0 = 109.18 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_t = 109.18 \text{ KN.m}$$

➤ À l'ELS :

Moment isostatique : $M_0 = 119.04 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V_S = 96.00 \text{ KN}$

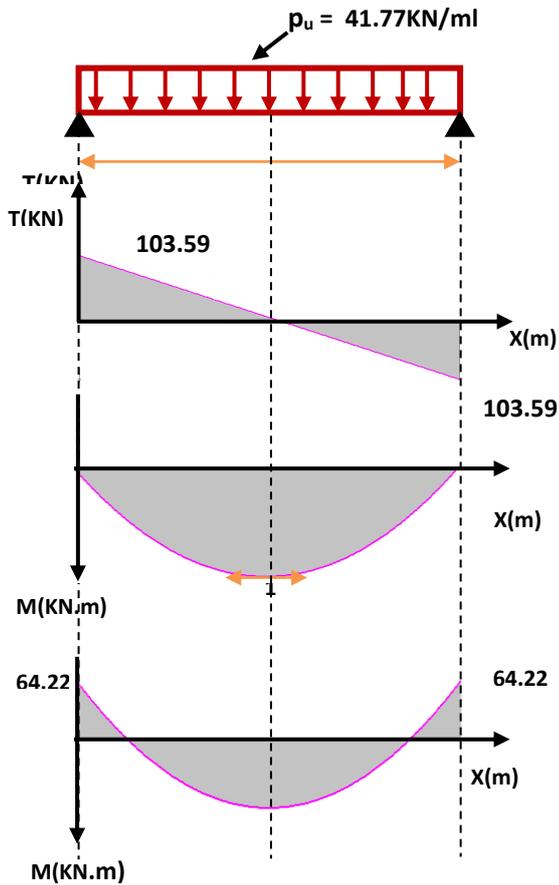
Pour tenir compte de semi encastrement :

Sur appuis : $M_a = -0,5M_0 = -59.52 \text{ KN.m}$

Sur travée : $M_t = 0,85M_0 = 101.18 \text{ KN.m}$

2) Diagramme des moments et des efforts tranchants

À l'ELU :



À l'ELS :

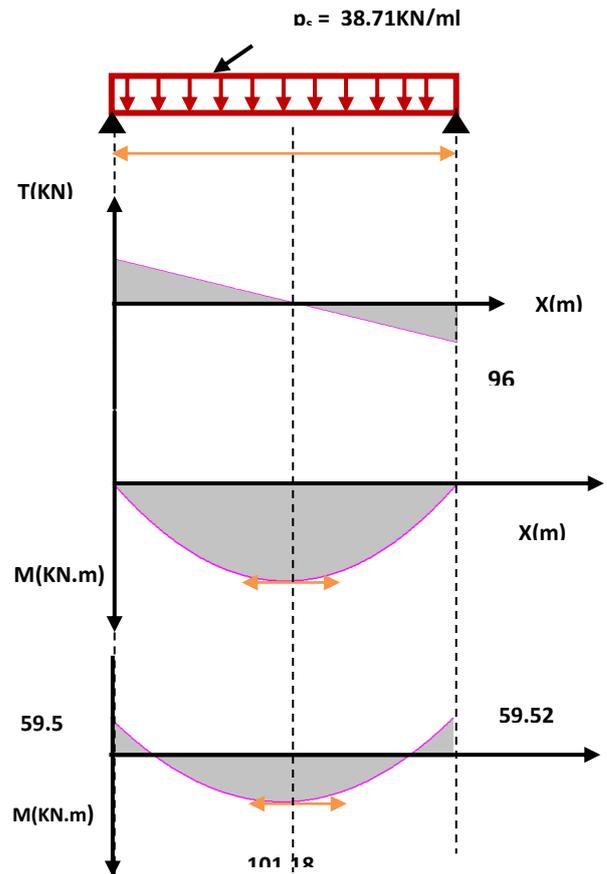


Figure III.5.2: schéma statique Diagramme des moments et des efforts tranchants

III.5.3) Calcul des armatures à l'ELU

Tableau (III .5.1) :ferraillage à l'ELU.

	M _u (KN.M)	μ _{bu}	μ _{lu}	Z (CM)	A _s (CM ²)	A' (CM ²)	CHOIX	A _s ADOBTE
Travée	109.18	0,198	0,188	31.72	9.89	0,00	5HA12 X 5HA12	11.3
Appui	64.22	0,116	0,188	33.48	5.51	0,00	5HA12	5.65

III.5.4)Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99).

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2.$$

En appuis :A_a= 5.65cm² >A_{min}= 1.30 cm² → vérifiée.

En travée :A_t=11.3 cm²>A_{min}= 1.30 cm² → vérifiée

2) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$V_u^{max} = 103.59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = \{2,5\text{MPa}, 4\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{103.59 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,96 \text{ MPa}$$

τ_u = 0,96MPa < τ̄_u = 2,5MPa → vérifiée.

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres :

(Art : A.6.1.3. BAEL91 Version 99)

$$\tau_u = \frac{V_{\text{umax}}}{0,9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 12\text{mm}$)

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = (5 \times 3,14) \times (1,2+1,2) = 37,68\text{cm}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour FeE400

$$\tau_u = \frac{103,59 \times 10^3}{0,9 \times 360 \times 37,68 \times 10} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

a) Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3}) \text{BAEL91/99}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \min \{0,9 d = 32,4 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

• Espacement de l'armature transversale selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{en zone courante}$$

Donc armature transversale :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t 0,4}{f_e} = \frac{30 \times 10 \times 0,4}{400} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t = 0,003 \times 30 \times 10 = 0,9 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_t = 3HA 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

4) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) = \frac{1,15}{400} (103,59 \times 10^3 - \frac{64,22 \times 10^6}{0,9 \times 360}) = 0,027 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,027 \text{ cm}^2 \implies \text{vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

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

$$0,4 b \times 0,9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 300 \times 0,9 \times 360 \times \frac{25}{1,5} = 648 \text{ KN} > V_u = 103,59 \text{ KN} \implies \text{vérifié}$$

III.5.5) Vérification à L'ELS

1) Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,40}{4,96} = 0,080 > \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,40}{4,96} = 0,080 > \frac{101,18}{10 \times 119,04} = 0,0005 \implies \text{vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{11,3}{36 \times 30} = 0,0104 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Tel que : M_t : moment dans les travers.

M_u : moment d'une poutre isostatique.

2) Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6.f_{c28} = 15MPa$$

➤ Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{b.y^3}{3} + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableaux (III.5.2) : vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	101.18	11.3	108444.83	15.29	0.093	14.2	15,00	C. Vérifié
Appui	59.52	5.65	66060.185	11,73	0.090	10.56	15,00	C. Vérifié

III.5.6). Etude de la poutre à la torsion :(Selon BAEL91 révisé99)

1) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$M_{TOR} = 16.15$ KN.m;

$e = \frac{\emptyset}{6}$ avec $\emptyset = \text{Min}(b, h) = 30\text{cm}$

$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5.00$ cm

$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5.00) \times (40 - 5.00) = 875$ cm²

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$$

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{16.15 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} = \sqrt{\tau_{UTOR}^2 + \tau_U^2} = \sqrt{(1.85)^2 + 0.84^2} = 2.03 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{utor} = 2.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

Donc pas de ruptures par cisaillement.

a) Armatures longitudinales

$$A_{l_{tor}} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{\Omega \times 2 \times f_e} = \frac{16.15 \times 10^6 \times 1265,8 \times 1,15}{2 \times 87500 \times 400} = 335.84 \text{ mm}^2$$

$$A_{l_{tor}} = 3.36 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures transversales :

$$A_{tr_{tor}} = \frac{M_{tor} \times \gamma_s \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{1,15 \times 16.15 \times 200 \times 10^6}{2 \times 99674 \times 400} = 53.06 \text{ mm}^2 = 0,53 \text{ cm}^2$$

2) Ferrailage finale de la poutre palière

a) Armatures longitudinales

• En travée:

$$A_S = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 11.3 + \frac{3.36}{2} = 12.98 \text{ cm}^2$$

• En appuis :

$$A_S = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 5.65 + \frac{3.36}{2} = 7.33 \text{ cm}^2$$

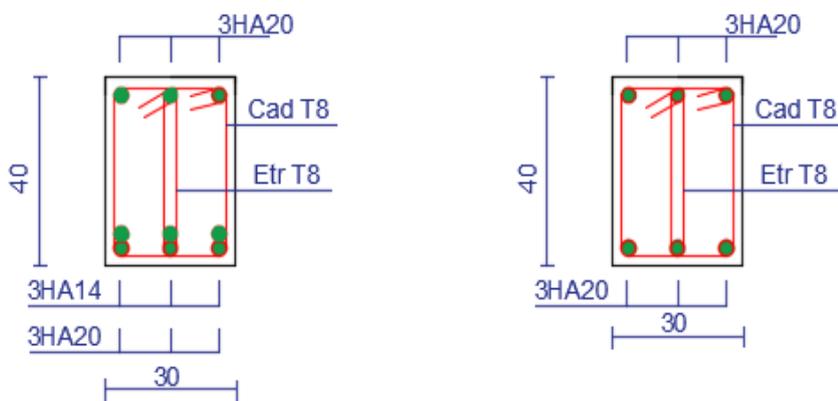
b) Armatures transversals

$$A = A_{tr_{tor}} + A_t \quad \longrightarrow \quad A = 0.6 + 0.53 = 1,07 \text{ cm}^2.$$

Tableaux (III.5.3) : choix ferraillage de la poutre brisée.

Armatures longitudinal (cm ²)		Armature transversals (cm ²)
Travée(cm ²)	Appuis(cm ²)	
3HA14+3HA20 =14.04	3HA20 = 9.42	Cad + etr Ø8 =1,51

III.5.7) Ferraillage



Ferraillage en travée

Ferraillage en appuis

Figure (III .5.3) : schéma de ferraillage de la poutre brisée.

III.6) Calcul de la salle des machines

III.6.1) Définition

Notre bâtiment comprend une seule cage d’ascenseur dont la vitesse d’entraînement

$$V = 1\text{m/s.}$$

La surface de la cabine est de (1.40 x1.75) m². La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

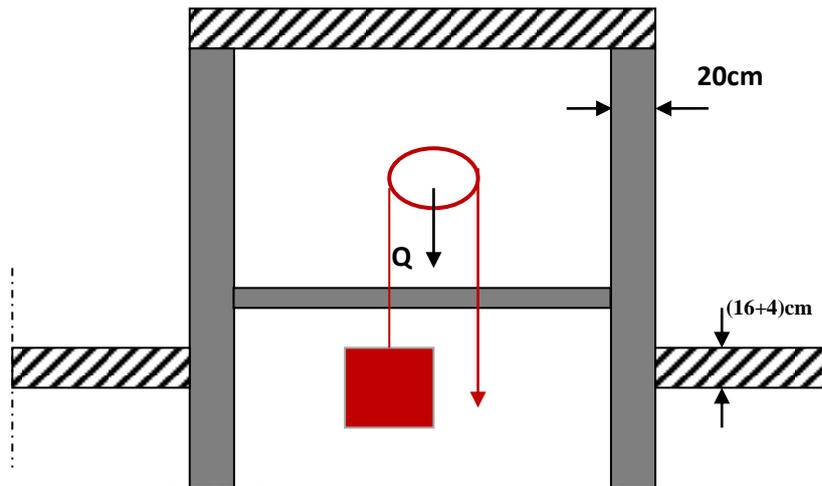


Figure III.6.1: Schéma d'ascenseur

III.6.2) Dimensionnement de la dalle

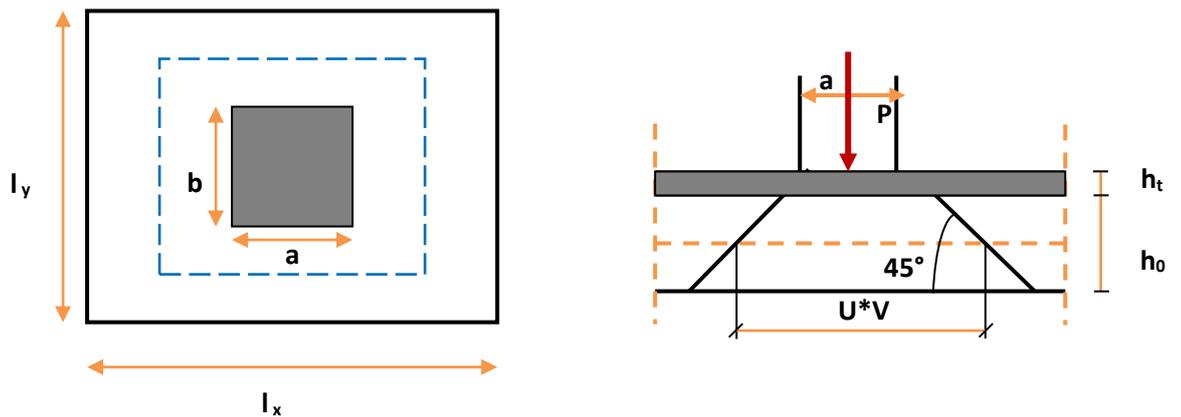


Figure III.6.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

III.6.3) Dimensionnement

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{1.75} = 0.8 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens

a) Pour un panneau isolé

$$h_t > l_x/30 = 140/30 = 4.66$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12$ cm, donc on prend : $h_t = 15$ cm

La dalle encastrée sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 : \text{Epaisseur de la dalle } (h_0 = 15 \text{ cm}) \\ e : \text{Epaisseur du revêtement } (e=5\text{cm}) \\ p : \text{la charge concentrée} \\ k = 1, \text{ car les revêtements est aussi solide que le béton.} \\ a = b=80\text{cm} \\ \nu : \text{coefficient de poisson} \end{array} \right.$$

$$\text{On aura: } \left\{ \begin{array}{l} U = a+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm} \end{array} \right. \implies U = V = 105\text{cm}$$

III.6.4) Calcul des sollicitations

a) L'ELU : ($\nu = 0$)

➤ **Système de levage :**

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76.95\text{KN.}$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4.85 \text{ KN /m}^2. \\ Q = 1\text{KN/m}^2. \end{array} \right.$$

Donc:

$$Q_u = (1,35 \times 4.85+1,5 \times 1) \times 1 = 8.05 \text{ KN/ m}^2.$$

b) L'ELS :($\nu = 0,2$)

➤ **Système de levage :**

$$Q_s = 57\text{KN.}$$

➤ **Dalle en béton armé :**

$$\text{Donc: } Q_s = (4.85 + 1) \times 1 = 5.85 \text{ KN/m.}$$

III.6.5) Evaluation des moments

1) à l'ELU

a) Evaluation des moments

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0561 \times 8,05 \times 1,4^2 = 0,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,5959 \times 0,89 = 0,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Evaluation des moments

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{1,75} = 0,8$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0,75$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{175} = 0,6$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a : $M_1 = 0,063$; $M_2 = 0,042$

$$M_{x1} = Q_u \cdot M_1 = 76,95 \times 0,063 = 4,85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = Q_u \cdot M_2 = 76,95 \times 0,042 = 3,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

c) superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,85 + 0,89 = 5,74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,23 + 0,53 = 3,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Tableau (III.6.1) : Les moments dans les travées et les appuis

Zone	Sens	M_u (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0,3 \times 5.74 = -1.72$
	L_y	$-0,3 \times 3.76 = -1.12$
travée	L_x	$0,85 \times 5.74 = 4.88$
	L_y	$0,85 \times 3.76 = 3.20$

d) diagrammes des moments L'ELU

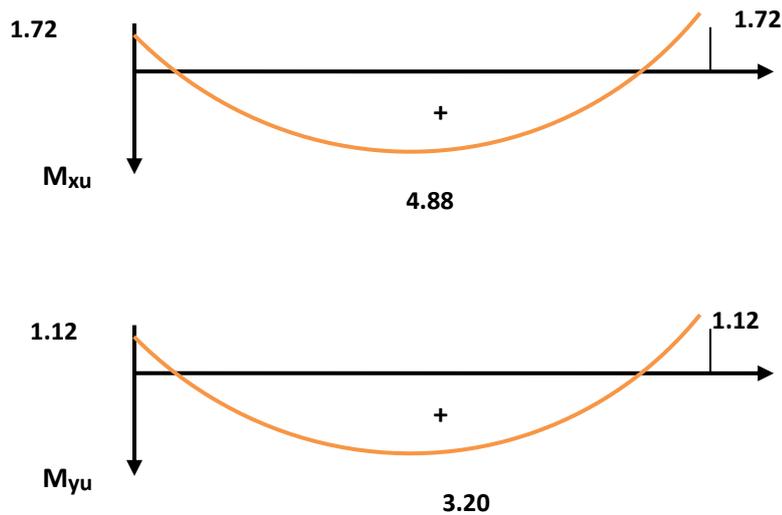


Figure III.6.3 : Diagrammes des moments à L'ELU

2) à L'ELS

a) Evaluation des moments

M_{x1} et M_{y1} dans le système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

Avec : M_1 et M_2 sont déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y} \text{ et de } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$M_1 = 0,063, M_2 = 0,042$$

$$v = 0,2, q_s = 57 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 57 (0,063 + 0,2 (0,042)) = 4,07 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{y1} = 57 (0,042 + 0,2 (0,063)) = 3,11 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

b) Evaluation des moments

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0628 \times 4,85 \times 1,4^2 = 0,59 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,7111 \times 0,59 = 0,42 \end{cases}$$

c) Superposition des moments

$$M_x(\text{total}) = 6,42 + 0,59 = 7,01 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_y(\text{total}) = 4,91 + 0,42 = 5,33 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Tableau (III.6.2) Les moments dans les travées et les appuis

Zone	Sens	M_s (KN.m)
Aux appuis	L_x	$-0,3 \times 7,01 = -2,10$
	L_y	$-0,3 \times 5,33 = 1,60$
En travée	L_x	$0,85 \times 7,01 = 5,96$
	L_y	$0,85 \times 5,33 = 4,53$

c) diagrammes des moments L'ELS

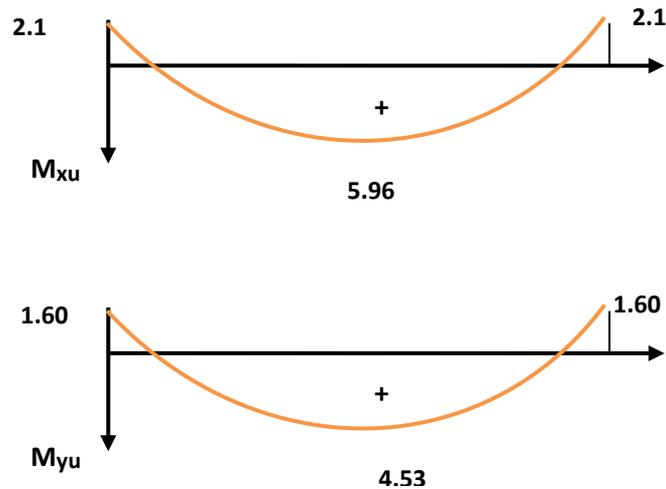


Figure III.6.4 : Diagrammes des moments à L'ELS

III.6.6) Calcul des armatures

1) Calcul à L'ELU

Le calcul se fait pour une bande de 1m

a) Ferrailage dans le sens x-x

✓ (fissuration peu préjudiciable).

$H=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,15$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4,88 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,17} = 0,020$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,2922$$

$$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,0292 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,020)] = 0,133 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{4.88 \times 10^6}{133 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.05 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle h=15cm

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : **St=20cm**

b) Ferrailage dans le sens y-y

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 3.20 \times 10^6 / 1000 \times 130^2 \times 14.17 = 0.013$$

⇒ La section est simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.2922$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,2922 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,013 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,13[1 - 0,6(0,013)] = 0,134\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{3.20 \times 10^6}{134 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.68 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle $h=15\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend : **$S_t=25\text{cm}$**

III.6.7) Les Vérifications

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3-\rho}{2}$$

Avec : $\delta_0 = 0,0008$ pour $FeE400$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3 - \frac{140}{175}}{2} = 1,32\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$A_x = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,32\text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Condition vérifiée

$A_y = 2,51\text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,32\text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

b) Diamètre maximal des barres

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

Nous choisissons des HA8, donc la condition est vérifiée.

c) Espacement des barres

Armatures $A_x // L_x$

➤ $S_t \leq \min \{3h, 33\text{ cm}\} = \min \{45, 33\text{ cm}\} = 33\text{ cm} \rightarrow S_t = 20\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures $A_y // \text{à } L_y$

➤ $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{ cm}\} = \min \{60 ; 45\text{ cm}\} = 45\text{ cm} \rightarrow S_t = 25\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen

e) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min : \left(\frac{0.15 F_{bc}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$U = V \rightarrow V = \frac{q}{2(a+b)} = \frac{76.95}{2 \times 1.40 + 1.75} = 16.91 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{16.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \tau_u = \overline{3.3} \text{ MPa.} \rightarrow$ Condition vérifiée.

f) Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

• Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés

➤ Sens X-X :

Tableau (III.6.3) Contrainte de compression dans le béton ELS sens X-X

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	2.1	2.01	3844.811	2.51	54.62	1.37	15	C.V
i								
travée	5.96	2.01	3844.811	2.51	155.014	3.89	15	C.V

➤ Sens Y-Y :

Tableau (III.6.4) Contrainte de compression dans le béton ELS sens Y-Y

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	K (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	1.60	2.01	3844.811	2.51	41.61	1.04	15	C.V
travée	4.53	2.01	3844.811	2.51	117.82	2.95	15	C.V

III.6.8) Schéma de ferrailage

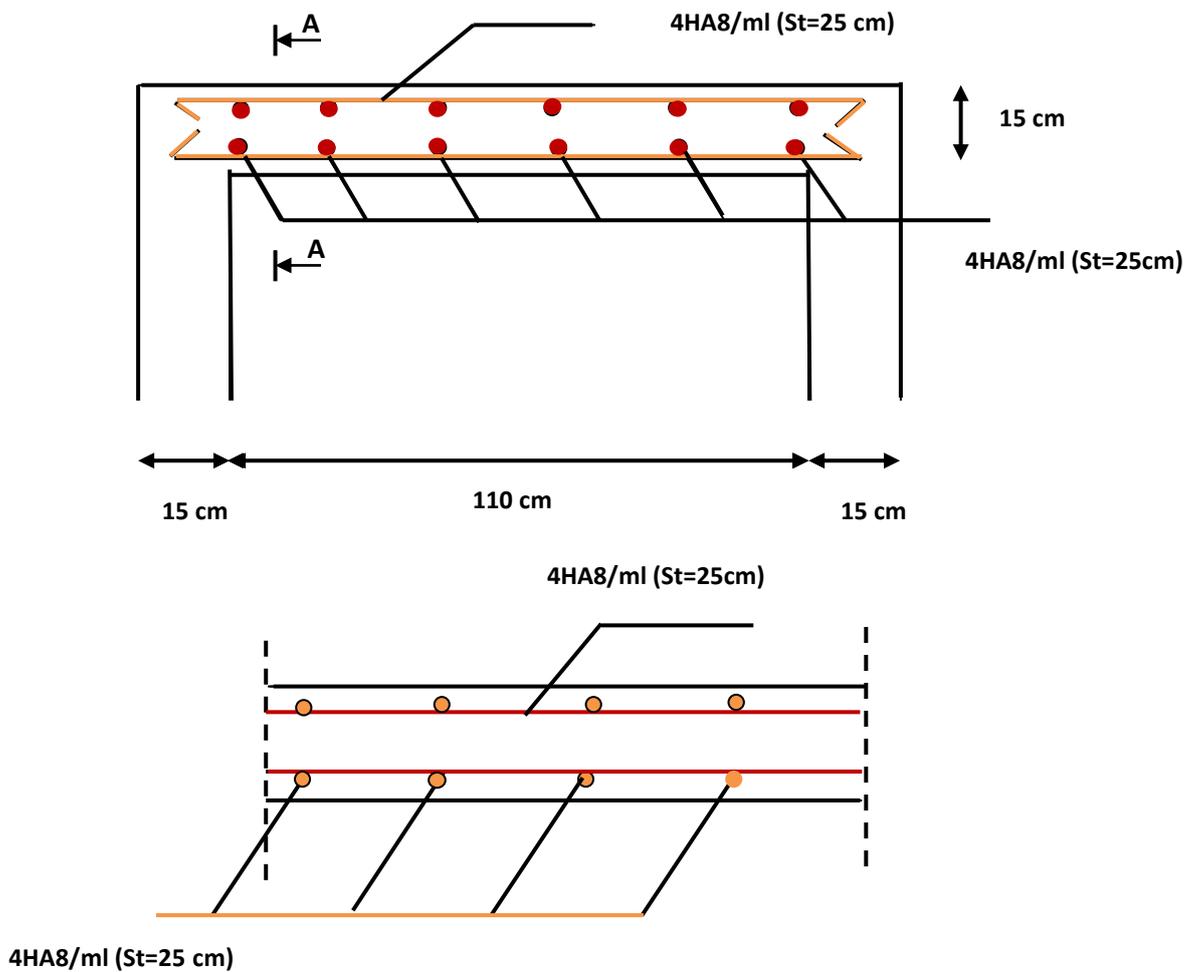


Figure III.6.5 : Ferrailage de la dalle du local machine

Chapitre IV
Etude dynamique et
sismique

IV) Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période.....**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1) Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2) Modélisation

a) Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : **la masse, la rigidité et l'amortissement**.

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (**rigidité**) de tous les éléments de la structure.

b) Détermination des fréquences et modes propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$: représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en **vibrations libres non amorties (VLNA)** nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en (VLNA) sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (**n**) inconnues **Ai**. C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (**2N**) en (ω).

Les **N** solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (**N**) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.3) La modélisation de la structure

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à laide du logiciel **ETABS 9.7**

a) Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " **Frame** "(Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.l** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** "à quatre nœuds.

b) Modélisation de la masse

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir **2,5t/m³**.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres correspondantes à leur emplacement.

IV.3) Présentation du logiciel ETABS

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » 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, il est basé sur la méthode des éléments finis.

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,.....etc).

De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges 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**). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000**).

a) Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

➤ **1^{er} étape :**

Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

➤ **2^{ème} étape :**

Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

➤ **3^{ème} étape :**

Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

➤ **4^{ème} étape :**

Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

➤ **5^{ème} étape :**

Définition et attribution des combinaisons de charges.

➤ **6^{ème} étape :**

Exécution et analyse des résultats en choisissant le nombre de modes propre à prendre en considération.

➤ **7^{ème} étape :**

Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage

b) Présentation de la vue en 3D

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en 3D suivante :

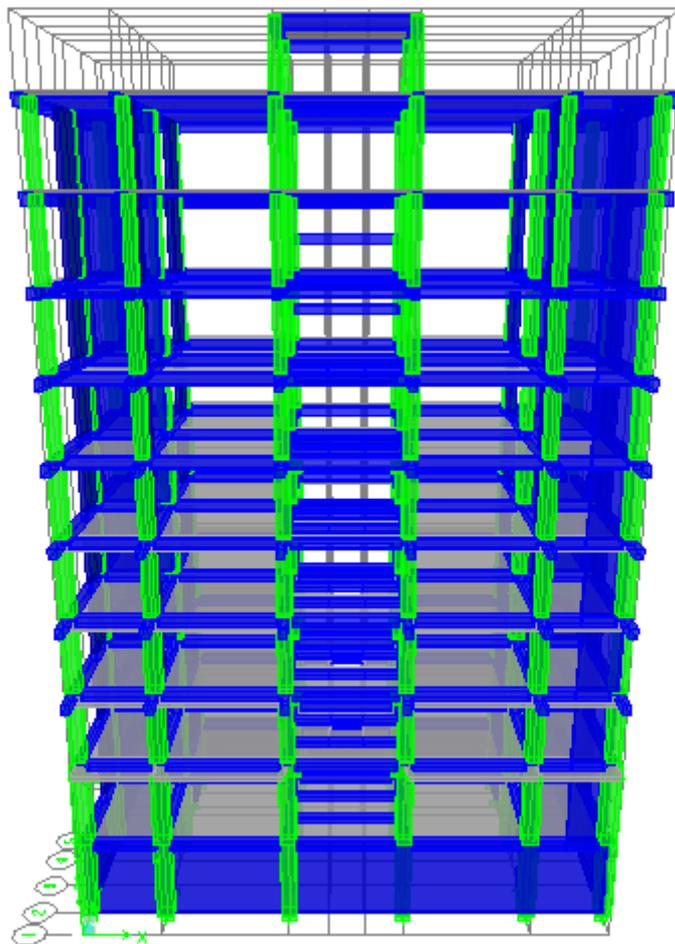


Figure IV.1 : La vue en 3D

IV.5 Etude sismique de bâtiment

1) Introduction

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

➤ Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre bâtiment on a une irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ Condition d' RPA99/Version 2003

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99 / Version 2003 (article 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = 0.8V/V_t$

2) Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- ✓ La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- ✓ Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- ✓ Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- ✓ Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- ✓ Méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) Application

On a la formule suivante : $V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$

Avec: **V_t** : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure

3) Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A: coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

4) Méthode statique équivalente : RPA (Article 4.2)

a) Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, toutes les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

s suivante: $V = \frac{ADQ}{R}W_T$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D: facteur d'amplification dynamique.

Q: facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T: poids total du bâtiment

c) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone (**IIa**) et groupe d'usage **2** ⇒ **A = 0.15**

d) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S₃).

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 R.P.A 2003).} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7 = \mathbf{0.816} \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 R.P.A 2003).}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages.....(Tableau 4-2 R.P.A 2003).

On prend $\xi = 8,5\%$.

e) Estimation de la période fondamentale

La période fondamentale T inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{(Article 4-2-4 RPA99/VER2003).}$$

C_T: Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé \Rightarrow . **C_T = 0,05**

$$h_N = 31.01 \text{m.}$$

$$\text{D'où : } T = 0,05(31.45)^{3/4} = 0.664$$

$$\text{Alors : } 1.3 \times 0.664 = 0.863$$

$$\mathbf{T = 0.863s}$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{d}}$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

b) sans longitudinale : dx = 20.10m \rightarrow T = 0.622 s.

a) sens transversale : dy = 10.15 m \rightarrow T = 0.876 s.

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:
$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.622 \text{ s.} \\ T_y = 0.876 \text{ s.} \end{array} \right.$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ s}$

✓ $T_2 = 0.5 \text{ s} < T_X < 3.0 \text{ s}$ donc: $D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

✓ $T_2 = 0.5 \text{ s} < T_Y < 3.0 \text{ s}$ donc: $D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

✓ D'où:

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.622}\right)^{2/3} = 1.76 \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.876}\right)^{2/3} = 1.40 \end{cases}$$

f) Coefficient de comportement global (R)

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement ; $R=3.5$ (notre structure est contreventée par des voiles porteurs).

g) Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (Article 4.4 R.P.A 2003).

Ou : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Tableau (IV.1) : Valeurs des pénalités

Critère	P_q (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1
Q (totale)	1.15	

h) Poids total de la structure, W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,20$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes. ; W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau (IV.2) : Valeurs des paramètres

A	D_x	D_y	Q	R	T(S)	$M_T(KN)$
0.15	1.76	1.40	1.15	3.5	0.857	2801.557

i) Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } : T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 12 modes. (Participation modale de mode 12 est de 90.20%).

IV.6) Choix de la disposition des voiles

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante

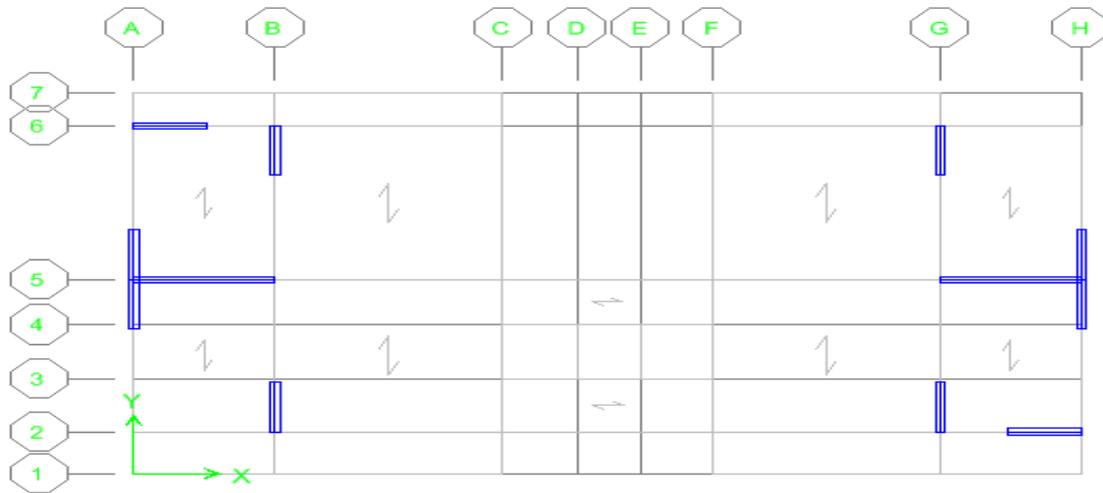


Figure (IV.2) : La disposition des voiles (vue en plan).

1) Caractéristiques géométriques et massique de la structure

a) Détermination des masses et centre de masse par étages

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Tableau (IV.3) : masses et centre de masse par étages

Story	Diaphragm	MassX	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
STORY10-1	D1	316.5368	10.516	6.358	10.388	6.284	0.128	0.074
STORY1	D2	323.0691	10.307	6.248	10.459	6.413	0.152	0.165
STORY2	D3	277.3764	10.369	6.279	10.434	6.378	0.065	0.099
STORY3	D4	273.6905	10.369	6.279	10.418	6.371	0.049	0.092
STORY4	D5	270.5578	10.369	6.279	10.409	6.375	0.04	0.096
STORY5	D6	267.1669	10.368	6.28	10.403	6.383	0.035	0.103
STORY6	D7	264.3291	10.367	6.28	10.4	6.393	0.033	0.113
STORY7	D8	261.3453	10.367	6.28	10.397	6.402	0.03	0.122
STORY8	D9	252.0876	10.365	6.147	10.396	6.408	0.031	0.261
STORY9	D10	266.7436	10.35	6.105	10.395	6.405	0.045	0.3
STORY10	D11	28.6546	10.4	3.506	10.399	4.383	0.001	0.877

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)

b) L'excentricité accidentelle : (article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (21.10 ; 10.15) = 1.055 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 1.055 \text{ m} \quad ; \quad e_{réel} = \max (e_x, e_y) = 0.877 \text{ m}$$

$$\text{Donc } e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1.055 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x = 1.005 \text{ m} \\ W_t = M_t \times g = 2801.557 \times 9.81 = \mathbf{27483.2741 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a : } \left\{ \begin{array}{l} V = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{x \text{ stat}} = 2487.628 \text{ KN} \\ V = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{y \text{ stat}} = 1978.7957 \text{ KN} \end{array} \right.$$

2) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires

a) Mode de vibrations et taux de participation des masses

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.6.0**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

Tableau (IV.4) : Mode de vibrations et taux de participation des masses

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.857397	0.1086	64.3318	0.1086	64.3318	0.0031	0.0031
2	0.784499	61.9033	0.1123	62.0118	64.4441	1.5775	1.5806
3	0.697505	1.5352	0.0093	63.547	64.4535	61.6046	63.1852
4	0.233067	0.0125	14.1026	63.5595	78.5561	0.0035	63.1887
5	0.191615	2.4183	0	65.9778	78.5561	11.6738	74.8625
6	0.184544	14.0722	0.0129	80.05	78.5691	2.017	76.8795
7	0.112497	0.001	3.1797	80.051	81.7488	0.0002	76.8797
8	0.108951	0.3422	0	80.3932	81.7488	0.3448	77.2245
9	0.100253	0.6297	0.0001	81.0229	81.7489	0.0017	77.2262
10	0.095059	0.0021	4.0162	81.025	85.7651	0.0029	77.2291
11	0.083477	0.0136	0.0024	81.0387	85.7676	6.2866	83.5157
12	0.078115	5.4969	0.0024	86.5356	85.77	0.0027	83.5184

b) Modes de vibrations obtenus

- **Premier mode de vibration : Translation suivant Y**

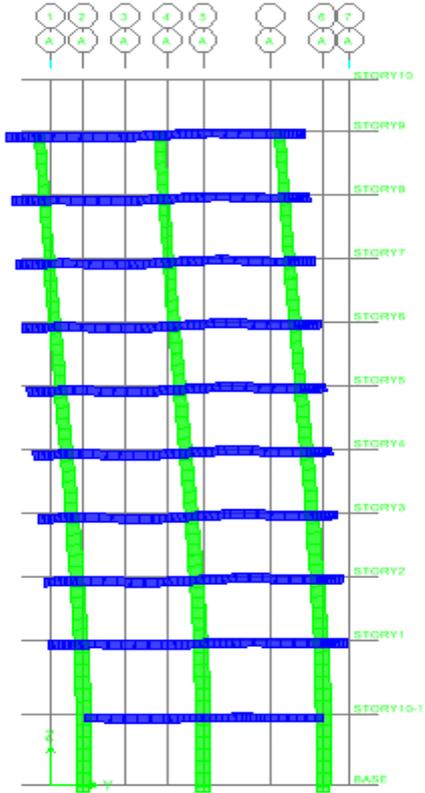
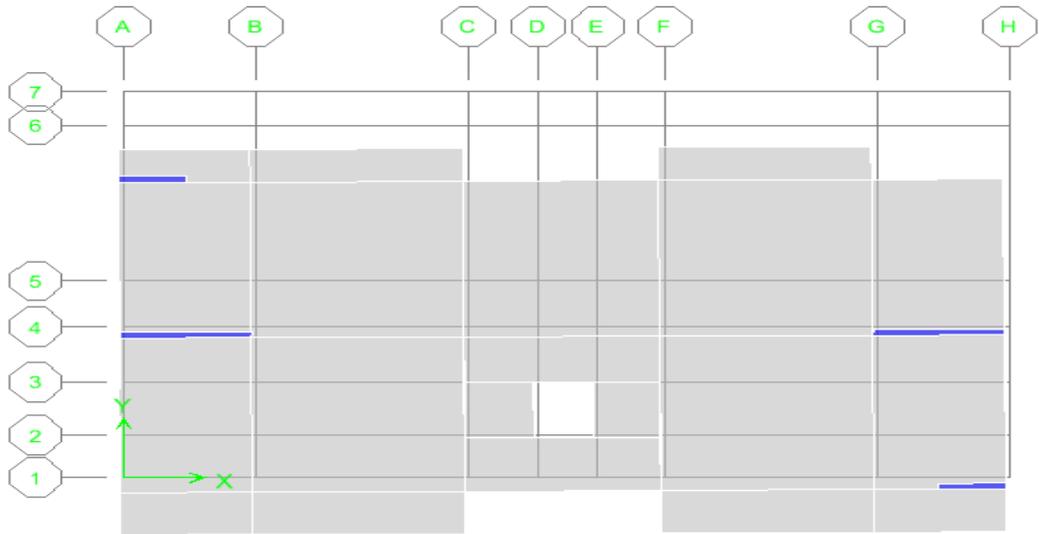


Figure (IV.3) :1^{er} Mode de translation suivant le sens Y Y de periode T =0.8573s.

➤ Deuxième mode de vibration : Translation suivant X

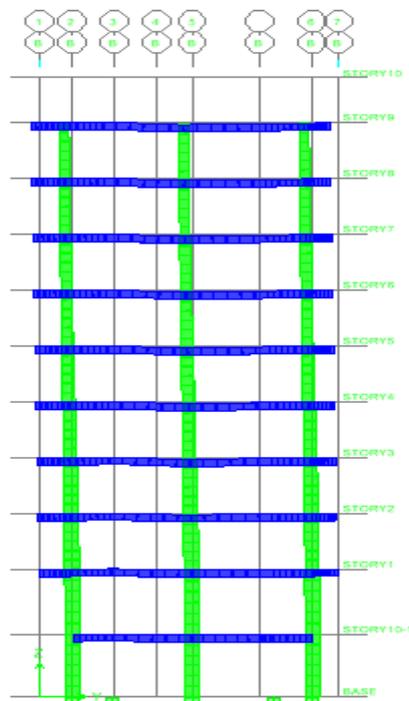
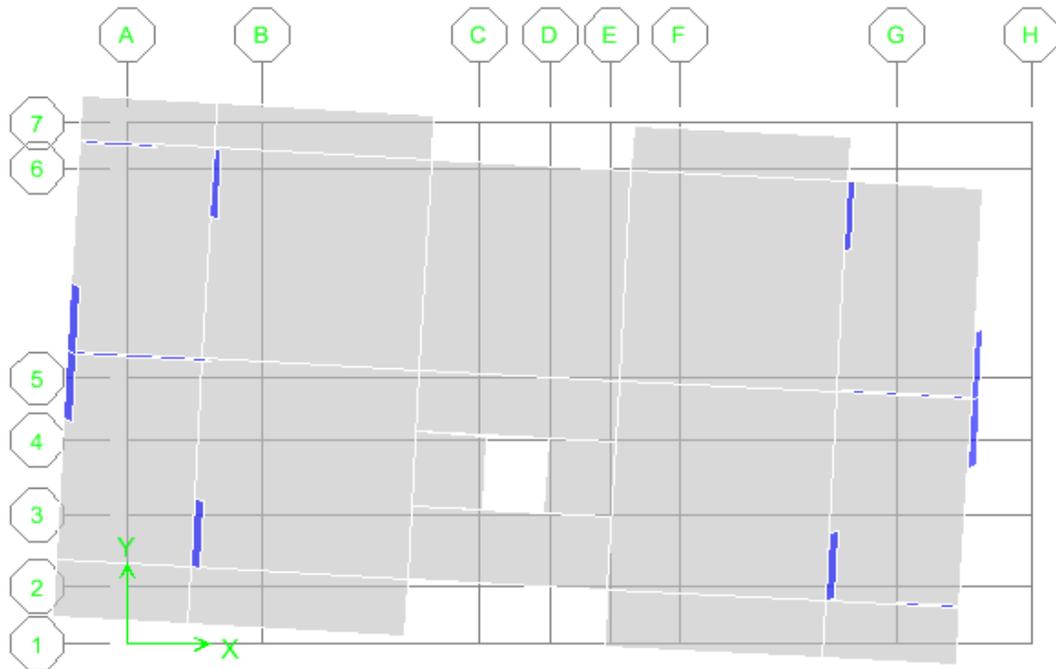
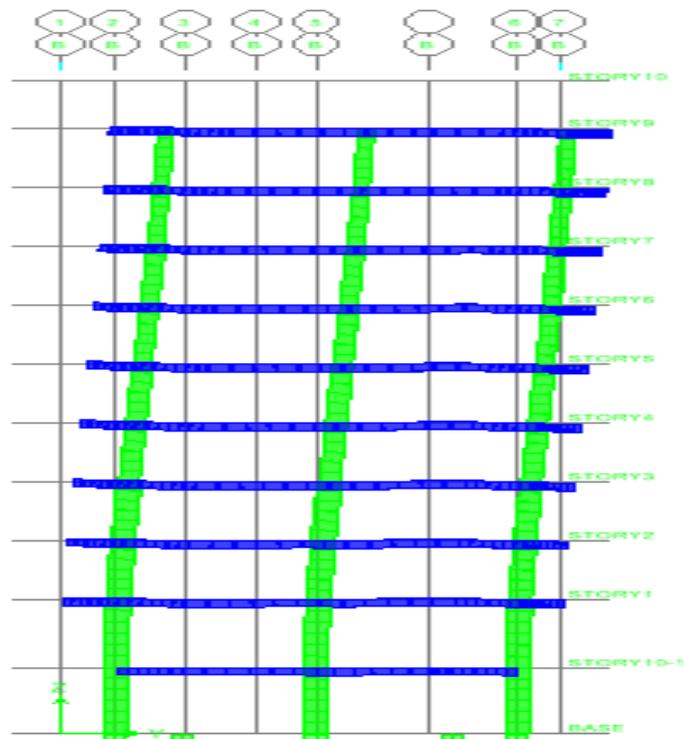
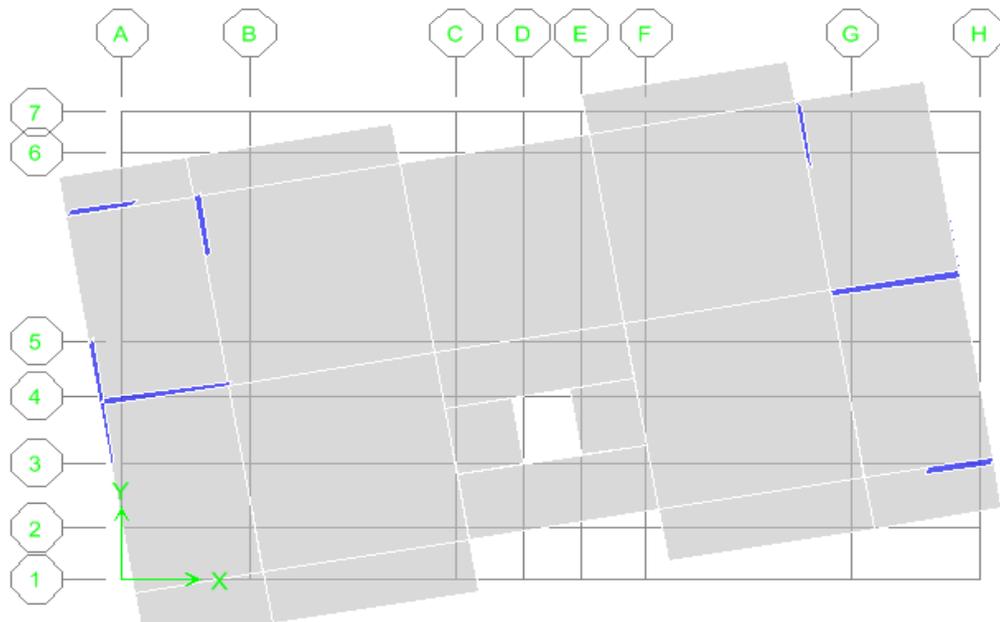


Figure (IV.4) : 2^{ème} Mode de translation suivant le sens X X de periode T =0.7844s.

➤ Troisième mode de vibration: rotation suivant Z



Figure(IV.5) : 3^{eme} Mode de rotation autour de laxe Z de periode T =0.6975 s.

➤ **Commentaire :**

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T=0.8573 \text{ s} < T=0.664*1.30=0.863\text{s} \dots\dots\dots$ Vérfiée.

IV.7) calcul de l'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):

$$V_T = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec : V_T : l'effort tranchant à la base.

α_i : coefficient de participation i.

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal (X_X) :

Tableau (IV.5) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Period	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0.85739	0.001086	0.0915	27483.274	2.730
2	0.78449	0.619033	0.1011	27483.274	1703.35
3	0.69750	0.015352	0.1094	27483.274	46.158
4	0.23306	0.000125	0.2272	27483.274	0.7805
5	0.191161	0.024183	0.2593	27483.274	172.357
6	0.184544	0.140722	0.2654	27483.274	1026.43
7	0.11249	0.00001	0.3692	27483.274	0.1014
8	0.10895	0.003422	0.3772	27483.274	35.474
9	0.10025	0.006297	0.3987	27483.274	68.999
10	0.09505	0.000021	0.4131	27483.274	0.2384
11	0.08347	0.000136	0.4505	27483.274	1.683
12	0.07811	0.054969	0.4708	27483.274	711.250

➤ Sens transversal (YY):

Tableau (IV.6) : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal)

Mode	Period	ai(%)	Sa/g	W(KN)	Vt
1	0.85739	0.64331	0.0915	27483.274	1617.744
2	0.78449	0.00112	0.1011	27483.274	3.111
3	0.69750	0.000093	0.1094	27483.274	0.279
4	0.23300	0.14102	0.2272	27483.274	880.557
5	0.19161	0	0.2593	27483.274	0
6	0.18454	0.000129	0.2654	27483.274	0.9409
7	0.11249	0.031797	0.3692	27483.274	322.638
8	0.10895	0	0.3772	27483.274	0
9	0.10025	0.000001	0.3987	27483.274	0.0109
10	0.09505	0.04016	0.4131	27483.274	455.950
11	0.08347	0.000024	0.4505	27483.274	0.2971
12	0.07811	0.000024	0.4708	27483.274	0.3105

➤ **Combinaisons des réponses modales : (RPA99/VERSION2003.Art.4.3.5)**

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par :
$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots \dots \dots (1)$$

➤ Avec :

➤ **E** : l'effet de l'action sismique considéré.

➤ **E_{ai}** : valeur modale de E selon le mode i.

➤ **K** : nombre de mode retenue.

➤ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par

exemple, la réponse totale est donnée par :
$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots \dots \dots (2)$$

➤ Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

➤
$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\zeta_i \zeta_j})} = 0,54$$
 avec : T_i ≤ T_j

➤ **Combinaisons des réponses modales**

Tableau (IV.7) : Combinaison des réponses modales.

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>r=Ti/Tj</i>	<i>Observation</i>
1	0.857397	0.9149	C N V
2	0.784499	0.8891	C N V
3	0.697505	0.3341	C V
4	0.233067	0.8221	C N V
5	0.191615	0.9630	C N V
6	0.184544	0.6095	C N V
7	0.112497	0.9684	C N V
8	0.108951	0.9201	C N V
9	0.100253	0.9482	C N V
10	0.095059	0.8781	C N V
11	0.083477	0.9357	C N V
12	0.078115	/	

➤ **Remarque:**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2) :

$$E_x = 2123.206 \text{ KN}; \quad E_y = 1927.32 \text{ KN}$$

IV.8) Vérification des exigences de RPA99/2003**1) Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 ver 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau (IV.8) : Vérification des forces sismiques.

	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$0.8 V_{\text{statique}}$	$0.8 V_s < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	2465.603	1846.41	1972.482	C. N. Vérifiée
Sens Y-Y	1978.795	1751.68	1583.036	C. Vérifiée

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% des résultantes des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente dans le sens X-X donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse par un coefficient de majoration dans la direction considérée qui égale à :

$$\frac{0.8V_{x,sta}}{V_{x,dyn}} = \frac{0.8 \times 2465.603}{1846.410} = 1.068$$

2) Justification du système de contreventement

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 version 2003

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ Sous charges horizontales

Tableau (IV.9) :Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niv 1	1244.56	554.25	555.2	344.1	69.15	61.7	30.85	38.3

✓ Sous charges verticales

Tableau (IV.10) :Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%)Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	18592.07	25728.86	41.85	58.15

Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

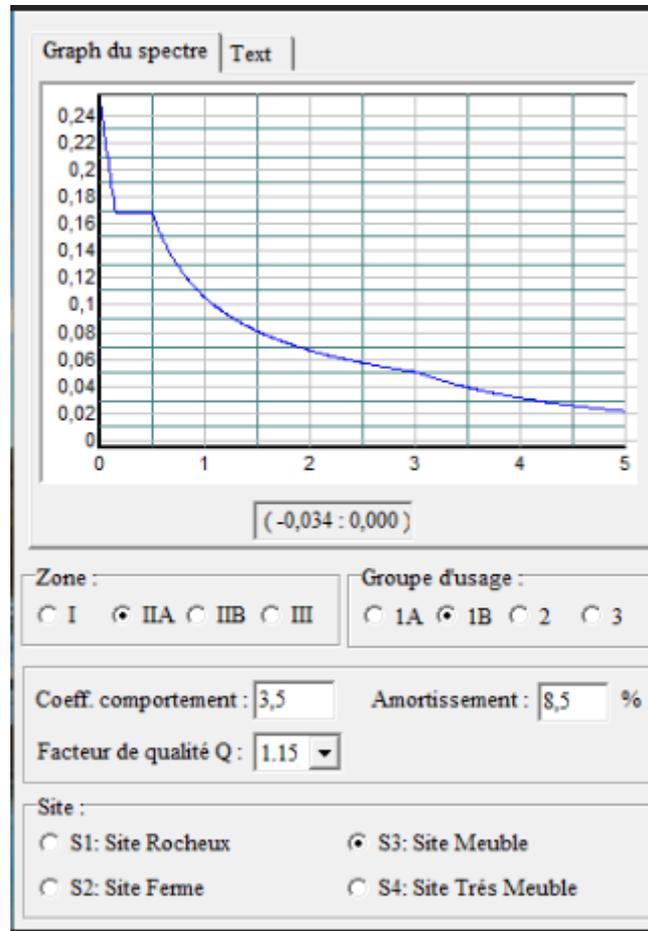
F2 : la charge horizontale suivant Y

➤ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (R=3,5)

3) Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**



Figure(IV.6) :Spectre de réponse

IV.9) Distribution des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (Art 4.2.5) RPA99/2003

Sens xx : $V_x = 1846.41 \text{KN}$

Tableau (IV.11) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	3105.2260	3.40	19493969.2	473020.787	41.21
Niveau2	3169.3078	6.97	40787337.0	473020.787	86.23
Niveau 3	2721.0624	10.03	50392695.7	473020.787	106.53
Niveau 4	2684.9038	13.09	64892801.0	473020.787	137.19
Niveau 5	2654.1720	16.15	79146139.6	473020.787	167.32
Niveau6	2620.9072	19.21	92962365.7	473020.787	196.53
Niveau 7	25930684	22.27	106625810.	473020.787	225.41
Niveau 8	2563.7973	25.33	119907690	473020.787	253.49
Niveau 9	2472.9793	28.39	129632539	473020.787	274.05
Niveau10	2616.7547	31.45	151953885	473020.787	321.24
Niveau11	281.1016	33.9	17595078.1	473020.787	37.20

Sens yy : $V_y = 1751.68 \text{KN}$

Tableau (IV.12) : La disposition de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y.

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	3105.2260	3.40	18493831.75	473020.787	39.10
Niveau2	3169.3078	6.97	38694743.22	473020.787	81.80
Niveau 3	2721.0624	10.03	47807298.77	473020.787	101.06
Niveau 4	2684.9038	13.09	61563478.05	473020.787	130.14
Niveau 5	2654.1720	16.15	75085549.14	473020.787	158.73
Niveau6	2620.9072	19.21	88192931.81	473020.787	186.44
Niveau 7	25930684	22.27	101155374.2	473020.787	213.85
Niveau 8	2563.7973	25.33	113755825.7	473020.787	240.49

Niveau 9	2472.9793	28.39	122981743.3	473020.787	259.99
Niveau10	2616.7547	31.45	144157895.7	473020.787	304.76
Niveau11	281.1016	33.9	16692361.7	473020.787	35.29

IV.10) Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D'après l'article (**Art 5.10**) du **RPA99**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a) Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec :

- ✓ **R** : coefficient de comportement.
- ✓ **δ_{eK}** : déplacement dû aux forces sismiques.
- ✓ Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{kadm} = 1\% h_0$$

Avec :

h_0 : est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Tableau (IV.13) :Le déplacement inter-étage dans le sens xx.

SENS X-X							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	Δ_k (x)	Δ_{kadm}	Observation
Niveau 11	0.0235	3,5	0.0822	0.0756	0.0066	0.0246	C. Vérifiée
Niveau 10	0.0216	3,5	0.0756	0.0661	0.0095	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 9	0.0189	3,5	0.0661	0.0567	0.0094	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 8	0.0162	3,5	0.0567	0.0469	0.0098	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 7	0.0134	3,5	0.0469	0.0371	0.0098	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0.0106	3,5	0.0371	0.028	0.0091	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0.008	3,5	0.028	0.0192	0.0088	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0.0055	3,5	0.0192	0.0115	0.0077	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0.0033	3.5	0.0115	0.0049	0.0066	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0.0014	3.5	0.0049	0.00035	0.0045	0.0357	C. Vérifiée
Niveau 1	0.0001	3.5	0.00035	-	0.00035	0.0340	C. Vérifiée

➤ Sens transversal

Tableau (IV.14) :Le déplacement inter-étage dans le sens yy.

SENS Y-Y								
Niveau	δ_{ek} (m)	R	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	δ_{ek} *1,03	Δ_k (y)	Δ_{kadm}	Observation
Niveau 11	0.0248	3.5	0.087	0.083	0.0255	0.004	0.0246	C. Vérifiée
Niveau 10	0.0237	3.5	0.083	0.074	0.0244	0.009	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 9	0.0213	3.5	0.074	0.065	0.0219	0.009	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 8	0.0186	3.5	0.065	0.055	0.0191	0.01	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 7	0.0158	3.5	0.055	0.044	0.0162	0.011	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 6	0.0127	3.5	0.044	0.033	0.0130	0.011	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 5	0.0096	3.5	0.033	0.023	0.0098	0.01	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 4	0.0065	3.5	0.023	0.013	0.0067	0.01	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 3	0.0037	3.5	0.013	0.0052	0.0038	0.0078	0.0306	C. Vérifiée
Niveau 2	0.0015	3.5	0.0052	0.0007	0.0015	0.0045	0.0357	C. Vérifiée
Niveau1	0.0002	3.5	0.0007	-	0.0002	0.0007	0.0340	C. Vérifiée

➤ **Conclusion**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

IV.11) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 99 [art5-9]

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_K = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Tableau (IV.15) : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x.

Niveau	P_k	V_x	H_k	Δ_k	θ_{kx}	$<0,1$
Niveau11	209.29	65.59	2.46	0.0066	0.0085	C.Vérifiée
Niveau10	2070.15	492.01	3,06	0.0095	0.0130	C.Vérifiée
Niveau9	3962.87	797.75	3,06	0.0094	0.0152	C.Vérifiée
Niveau8	5959.99	1035.18	3,06	0.0098	0.0184	C.Vérifiée
Niveau7	8003.92	1235.85	3,06	0.0098	0.0207	C.Vérifiée
Niveau6	10047.86	1410.3	3,06	0.0091	0.0211	C.Vérifiée
Niveau5	12144.13	1555.61	3.06	0.0088	0.0224	C.Vérifiée
Niveau4	14240.39	1675.68	3.06	0.0077	0.0213	C.Vérifiée
Niveau3	16394.49	1772.15	3.06	0.0066	0.0199	C.Vérifiée
Niveau2	18777.53	1839.07	3.57	0.0045	0.0128	C.Vérifiée
Niveau1	20882.24	1846.4	3.40	0.00035	0.00134	C.Vérifié

➤ Sens transversal

Tableau (IV.16) : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y

Niveau	P_k	V_y	H_k	Δ_k	θ_{ky}	$<0,1$
Niveau11	209.9	75.63	2.46	0.004	0.0045	C.Vérifiée
Niveau10	2070.15	459.11	3,06	0.009	0.0132	C.Vérifiée
Niveau9	3962.87	746.35	3,06	0.009	0.0156	C.Vérifiée
Niveau8	5959.99	975.87	3,06	0.01	0.0199	C.Vérifiée
Niveau7	8003.92	1172.38	3,06	0.011	0.0245	C.Vérifiée
Niveau6	10047.86	1342.91	3,06	0.011	0.0268	C.Vérifiée
Niveau5	12144.13	1484.87	3.06	0.01	0.0267	C.Vérifiée
Niveau4	15240.39	1601.13	3.06	0.01	0.0311	C.Vérifiée
Niveau3	16394.49	1689.34	3.06	0.0078	0.0247	C.Vérifiée
Niveau2	18777.53	1743.84	3.57	0.0045	0.0135	C.Vérifiée
Niveau1	20882.24	1751.7	3.40	0.0007	0.0028	C.Vérifié

➤ **Conclusion**

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.12) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

a) vérification au renversement :(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\checkmark M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy (XG, YG)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

➤ Sens xx :

Tableau (IV.17) : Calcul le moment de renversement sens x-x.

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	3.40	41.21	140.114
Niveau2	6.97	86.23	601.023
Niveau3	10.03	106.53	1068.496
Niveau4	13.09	137.19	1795.817
Niveau5	16.15	167.32	2702.218
Niveau6	19.21	196.53	3775.341
Niveau7	22.27	225.41	5019.880
Niveau8	25.33	253.49	6420.902
Niveau9	28.39	274.05	7780.280
Niveau10	31.45	321.24	10102.998
Niveau11	33.90	37.20	1261.080
			$\Sigma=40668.49$

➤ Sens yy

Tableau (IV.18) : Calcul le moment de renversement sens y-y

Niveau	Di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di(KN.m)
Niveau1	3.40	39.10	132.94
Niveau2	6.97	81.80	570.146
Niveau3	10.03	101.06	1013.632
Niveau4	13.09	130.14	1703.532
Niveau5	16.15	158.73	2563.489
Niveau6	19.21	186.44	3581.512
Niveau7	22.27	213.85	4762.439
Niveau8	25.33	240.49	6091.611
Niveau9	28.39	259.99	7381.116
Niveau10	31.45	304.76	9584.702
Niveau11	33.90	35.9	1217.01
			$\Sigma=38602.129$

b) Calcul de centre de gravité de la structure

Tableau (IV.19) : Centre de gravité et de torsion

Niveau	xi (m)	Yi (m)	Mi (t)	Mi. Xi	Mi. Yi	XG (m)	YG (m)
1	10.516	6.358	316.5368	3328.70099	2012.54097		
2	10.307	6.248	323.06691	3329.85064	2018.52205		
3	10.369	6.279	277.3764	2876.11589	1741.64642		
4	10.369	6.279	273.6905	2837.89679	1718.50265		
5	10.369	6.279	270.5578	2805.41383	1698.83243		
6	10.368	6.28	267.1669	2769.98642	1677.80813	10.377	6.004
7	10.367	6.28	264.3291	2740.29978	1659.98675		
8	10.367	6.28	261.3453	2709.36673	1641.24848		
9	10.365	6.147	252.0876	2612.88797	1549.58248		
10	10.35	6.105	266.7436	2760.79626	1628.46968		
11	10.4	3.506	28.6546	298.00784	100.463028		
Σ	114.147	66.041	2801.5555	29069.3231	17447.6031		

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 21.10 - 10.377 = 10.72 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 10.15 - 6.004 = 4.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

b : les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux directions.

Tableau (IV.20) : Vérification de renversement

Sons	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr
Sens longitudinal	27483.274	10.72	294620.698	40668.49	7.24
Sens transversal	27483.274	4.15	114055.587	38602.129	2.95

➤ **Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$).

c) Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification prescrite par le C.B.A et 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 :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N: l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28}: résistance caractéristique du béton.

IV.13) Les Poteaux

On a fait un essai avec les poteaux pré-dimensionnés la condition n'était pas satisfaite les résultats sont dans ce tableau :

Tableau (IV.21) : Vérification des Poteaux

Niveau	section	N(KN)	v	Remarque
Niveau 1	60x60	2608.43	0.28	C.Vérifiée
Niveau2	60x60	2582.54	0.28	C.Vérifiée
Niveau 3	55x55	2261.33	0.29	C.Vérifiée
Niveau 4	55x55	1962.17	0.25	C. Vérifiée
Niveau 5	50x50	1665.39	0.26	C. Vérifiée
Niveau6	50x50	1376.6	0.22	C. Vérifiée
Niveau 7	45x45	1121.09	0.22	C. Vérifiée
Niveau 8	45x45	874.42	0.17	C. Vérifiée
Niveau9	40x40	628.34	0.15	C. Vérifiée
Niveau10	40x40	387.50	0.097	C. Vérifiée
Niveau11	40x40	122.78	0.030	C. Vérifiée

✚ **Tout les conditions sont satisfaites.**

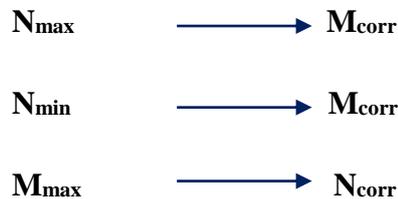
Chapitre V
Etude des éléments
principaux

V.1) Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d’aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/Ver2003).

V.1.1) Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, le ferrailage se fera en flexion composée et les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :



L’effort normal de calcul est un effort global du aux charges verticales, pour ferrailer les poteaux. On choisit les poteaux les plus sollicités et on adoptera le ferrailage trouvé pour les poteaux similaires.

Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

Tableau (V.1.1) : Valeur des paramètres de calcul dans les déférents situations.

Matériaux (MPa)	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28}	25
	γ_b	1.5
	f_{bu}	14.17
acier	f_e	400
	γ_s	1.15
	σ_s	348

V.1.2) Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Selon **BAEL 91**(situation durable)
 - E L U1,35 G + 1,5 Q
 - E L S G + Q
- ✓ Selon **RPA 99** (situation accidentelle)
 - G + Q ± E
 - 0,8G ± E

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS**

V.1.3) Efforts internes durable et accidentelle

Tableau (V.1.2) :Les sollicitations obtenues par ETABS

ZONE	combinaison	N^{max}compression(KN)	N^{max}traction(KN)	M_{max}
poteaux (60x60)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	2608.43	-1232.91	1354.42
	M^{corr}(KN.m)	51.529	4.301	152.787
poteaux (55x55)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	2261.33	-1008.16	450.75
	M^{corr}(KN.m)	37.876	52.584	116.86
poteaux (50x50)	combinaison	ELU	08GEX MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1665.39	-743.08	278.75
	M^{corr}(KN.m)	15.750	23.634	109.517
poteaux (45x45)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	1121.09	-506.31	150.85
	M^{corr}(KN.m)	5.132	49.426	86.21
Poteaux (40x40)	combinaison	ELU	08GEY MAX	GQEY MIN
	N(KN)	628.34	-294.41	67.301
	M^{corr}(KN.m)	3.83	37.351	69.3

V.1.4) Calcul des armatures longitudinales

Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3 cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).
- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).

a) Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

b) Recommandations du RPA 99/version2003 :(Article 7-4-2-1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- ✓ Ferrailage maximum sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003)
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 30 cm en zone **IIa (RPA99/version2003)**.

c) Exemple de calcul

➤ **Section partiellement tendue : $N_u > 0$**

On prend comme titre d'exemple un poteau de (60×60) (cm²) :

$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm} \\ =60 \times 60 \text{ (cm}^2\text{)} \\ L=357\text{cm} \end{array} \right.$	\Longrightarrow	$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{cor}} = 2608.43\text{KN} \\ M_{\text{cor}} = 51.529\text{KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 37.768\text{KN.m} \end{array} \right.$
---	-------------------	--

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a: \text{excentricité additionnelle} \\ e_1 = e_0 + e_a \\ 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, \frac{L}{250})$$

e_1 : excentricité due aux effets du premier ordre.

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{cor}}} + e_a = \frac{51.529}{2608.43} + 0.02 = 0.039 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max} (15, \frac{20 \times e_1}{h} = 0.8) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

h : La hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 l_0}{h} = 4.17 \leq \text{Max} (15, \frac{20 \times e_1}{h} = 0.8) \dots\dots\dots C . \text{Vérfiée}$$

Donc le calcul se fait en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité de second ordre.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, due aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{\text{ser}}} \right) = 0.90$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront :

$$e_2 = \frac{3 \times 2.5^2}{10000 \times 0.6} (2 + 0.9 \times 2) = 0.012$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.039 + 0.012 = 0.051$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée seront :

$$M_u = N_u \times e = 2608.43 \times 0.051 = 133.03 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max}=2608.43\text{KN} \\ M_{\text{ucor}}=51.529\text{KN.m} \\ M_{\text{ua}}=M_{\text{ucor}}+N_u \times (d-h/2) = 51.529+2608.43 \times (0.54-0.60/2) = 638.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les sollicitations corrigées à L'ELS:

$$N_{\text{ser}}= 1907.81 \text{ KN}$$

$$e_{0\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{37.768}{1907.81} = 0.019\text{m}$$

$$e_a = e_{0\text{ser}} + (d-h/2) = 0.26\text{m}$$

$$M_{\text{sera}}=N_{\text{ser}} \times e_a = 496.03\text{KN.m}$$

$$f_{\text{bu}}=0,85 f_{c28} / \theta . \gamma_b = 14.17\text{MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}}=M_{\text{ua}}/ b_0 d^2 f_{\text{bu}}= 638.39 \times 10^6 / 600 \times (540)^2 14.17$$

$$\mu_{\text{bu}}=0.25$$

$$\mu_{\text{bc}} = 0.8 \left[1 - 0.4 \times \frac{h}{d} \right] \frac{h}{d}$$

$$\mu_{\text{bc}} = 0.49 \longrightarrow \mu_{\text{bu}} < \mu_{\text{bc}} \dots \dots \dots \text{section partiellement comprimée.}$$

$$\gamma = M_u / M_{\text{ser}} = \gamma = 51.529 / 37.768 = 1.36$$

$$10^4 \mu_{\text{lu}} (\theta = 1) = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \dots \dots \dots \text{FeE400.}$$

$$\mu_{\text{lu}} = 0.46$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.25 < \mu_{\text{Lu}} = 0.46 \dots \dots \dots \text{Armatures simples.}$$

Donc: $A' = 0.$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.25 < 0.46 \text{ (méthode simplifié) .}$$

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{\text{bu}}) = 45.9\text{cm}$$

$$A = M_u / Z_b \cdot \sigma_{\text{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{\text{st}} = f_e / \gamma_s = 347.83\text{MPa.}$$

$$A = 51.529 \times 10^6 / 459 \times 347.83 \times 10^2 = 3.227 \text{ cm}^2$$

V.1.5) Les armatures en flexion composée

$$A' = A'_{fs} = 0$$

$$A' = A'_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 30.64 - \left(\frac{2608.43 \times 10}{348} \right) = -44.31 \text{ cm}^2 < 0$$

✓ Section minimale selon RPA :

$$A_{\min, \text{RPA}} = 0.8\%B = 28.8 \text{ cm}$$

✓ Section maximal selon RPA :

$$A_{\max, \text{RPA}} = 3\%B = 108 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante}$$

$$A_{\max, \text{RPA}} = 6\%B = 216 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement}$$

On a calculé les sections par le logicielle SOCOTEC.

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (V.1.3) : Les sollicitations obtenues par ETABS.

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
60x60	N _{max} =2608.43	M _{cor} = 51.529	0	3.91	28.8
	N _{min} =-937.84	M _{cor} = 13.8	0		
	N _{cor} =1265.7	M _{max} =164.661	0		
55x55	N _{max} =2261.33	M _{cor} =38.876	0	3.28	24.4
	N _{min} =-684.78	M _{cor} = 7.514	0		
	N _{cor} =856.83	M _{max} =104.859	0		
50x50	N _{max} =1665.39	M _{cor} = 15.75	0	2.71	20
	N _{min} = -251.88	M _{cor} = 10.221	0		
	N _{cor} = 517.13	M _{max} = 103.415	0		
45x45	N _{max} =1121.09	M _{cor} = 5.132	0	2.20	16.2
	N _{min} = -60.26	M _{cor} = 9.367	0		
	N _{cor} = 257.96	M _{max} = 88.197	2.14		
40x40	N _{max} =628.34	M _{cor} =3.83	0	1.73	12.8
	N _{min} =-28.3	M _{cor} =7.448	0		
	N _{cor} =91.05	M _{max} =73.06	3.94		

Tableau (V.1.4) : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

Poteau	$A_{s,cal}$	Choix d'armature	$A_{s,adop}$	A_{CNF}	$A_{min.RPA}$	Observation
60x60	0	16HA16	32.15	3.91	28.8	$A_{s,ado} > A_{min}$
55x55	0	8HA14+8HA16	28.38	3.28	24.2	$A_{s,ado} > A_{min}$
50x50	0	4HA16+8HA14	20.35	2.71	20	$A_{s,ado} > A_{min}$
45x45	2.14	4HA16+8HA14	20.35	2.20	16.2	$A_{s,ado} > A_{min}$
40x40	3.94	4HA14+4HA16	14.2	1.73	12.8	$A_{s,ado} > A_{min}$

V.1.6) Vérification de pourcentage maximal d'armature

Pour éviter l'éclatement de béton on réalise le recouvrement des deux nappes d'armature de la même face de poteau dans des zones décalés, et on fait la vérification de pourcentage maximal d'armature, les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau (V.1.5) : Vérification de pourcentage maximal des armatures dans les poteaux

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs.	$A_{s,adop,ZR}$	$A_{max,ZR}$	Obs.
60x60	32.15	108	$A_{s,ado} < A_{max}$	32.15	216	$A_{s,ado} < A_{max}$
55x55	28.38	90.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	28.38	181.5	$A_{s,ado} < A_{max}$
50x50	20.35	75	$A_{s,ado} < A_{max}$	20.35	150	$A_{s,ado} < A_{max}$
45x45	20.35	60.75	$A_{s,ado} < A_{max}$	20.35	121.5	$A_{s,ado} < A_{max}$
40x40	14.2	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	14.2	96	$A_{s,ado} < A_{max}$

V.1.7) Vérification des poteaux à l'ELU

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

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

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa (Situation accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau (V.1.6) Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.

Poteau	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence		
	V _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS	τ _{su} (MPa)	τ̄ _{su} (MPa)	OBS
60x60	76.15	0.23	3.33	τ _u < τ̄ _u	1.83	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
55x55	73.52	0.27	3.33	τ _u < τ̄ _u	2.06	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
50x50	74.28	0.33	3.33	τ _u < τ̄ _u	2.05	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
45x45	66.66	0.36	3.33	τ _u < τ̄ _u	1.59	3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}
40x40	61.35	0.42	3.33	τ _u < τ̄ _u		3.15	τ _{su} < τ̄ _{su}

V.1.8) Armatures transversales

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- ✓ Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- ✓ Empêcher le déplacement transversal du béton.

Selon RPA (**l'article 7.4.2.2**) Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g \leq 5$$

a) Espacement des cadres

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone I et II

✓ Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_1$ en zone I et II

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10cm** en zone nodale et **10cm** en zone courante.

b) la quantité d'armatures minimale

❖ Exemple de calcul

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$ minimum.

Pour RDC :

$$l_f = 0,7 \times 3.57 = 2.5\text{m}$$

$$\lambda_g = (0.7 \times 3.57) / 0.6 = 4.16 \implies \lambda_g = 4.16 \text{ Donc } \rho_a = 3.75$$

• Zone courante:

$$A_t = 1000 \times (3.75 \times 76.15 \times 10^3) / (600 \times 400) = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 3.02 cm²,6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale A_t / t en % est donnée comme suit :

On a $\lambda_g = 5.1 > 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003 l'article 7.4.2.2)

$3.02/60 \times 10 = 0.50\% > 0,3\%$ Vérifiée

• **Zone nodale:**

$$A_t = 1000 \times (3.75 \times 76.15 \times 10^3) / (600 \times 400) = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 3.02cm², 6HA8

La quantité d'armatures transversales minimale A_t / t en % est donnée comme suit : On a λ_g

$= 5.1 > 5 \Rightarrow$ la section minimale est $\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA99/V2003).

$3.02/60 \times 10 = 0.50\% > 0,3\%$ Vérifiée.

Tableau (V.1.7) : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales dans les poteaux.

Poteau	V _u (kN)	λ	ρ _a	A _{te} (cm ²)	A _t (cm ²)	Choix
60x60	76.15	4.16	3.75	1.19	3.02	4φ8
55x55	73.52	3.89	3.75	1.25	3.02	4φ8
50x50	74.28	4.28	3.75	1.39	3.02	4φ8
45x45	66.66	4.76	3.75	1.39	3.02	4φ8
40x40	61.35	5.35	2.5	0.95	3.02	4φ8

V.1.9) Vérification des contraintes

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

a) Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour une section entièrement comprimée la vérification à l'ELS s'effectue comme suit :

a) Calcul de l'aire de la section homogène :

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

b) Calcul de la position de l'axe neutre

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

c) Calcul de l'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

d) Calcul des contraintes dans le béton :

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{\text{inf}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{\text{sup}} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{c28}$$

On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ($N_{\text{ser,max}}$; $M_{\text{ser,corr}}$) et ($M_{\text{ser,max}}$; N_{corr}), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ($N_{\text{ser,max}}$; $M_{\text{ser,corr}}$), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau (V.1.8) : Vérification des contraintes

	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
60x60	1907.81	37.768	5.2	5.09	15	Vérifiée
55x55	1654.07	27.788	5.38	5.28	15	Vérifiée
50x50	1218.07	11.452	5.08	4.95	15	Vérifiée
45x45	817.99	3.415	4.56	4.34	15	Vérifiée
40x40	459.2	2.781	3.05	2.96	15	Vérifiée

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

D'où le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans le figure suivant :

V.2.10) Schéma de ferrailage

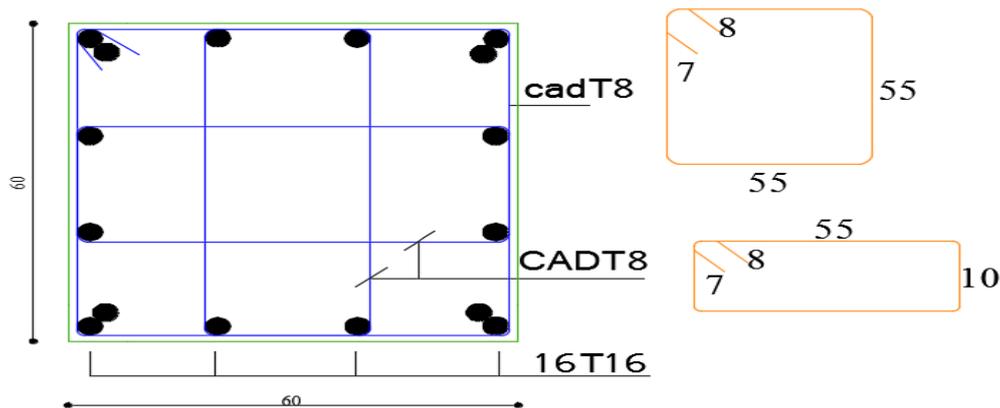


Figure V.1.1) : schéma de ferrailage de poteau 60x60

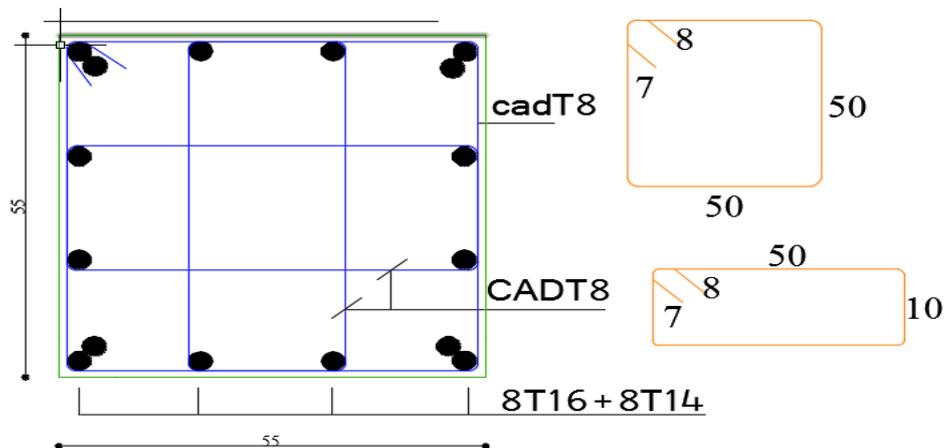


Figure V.1.2 : schéma de ferrailage de poteau 55x55

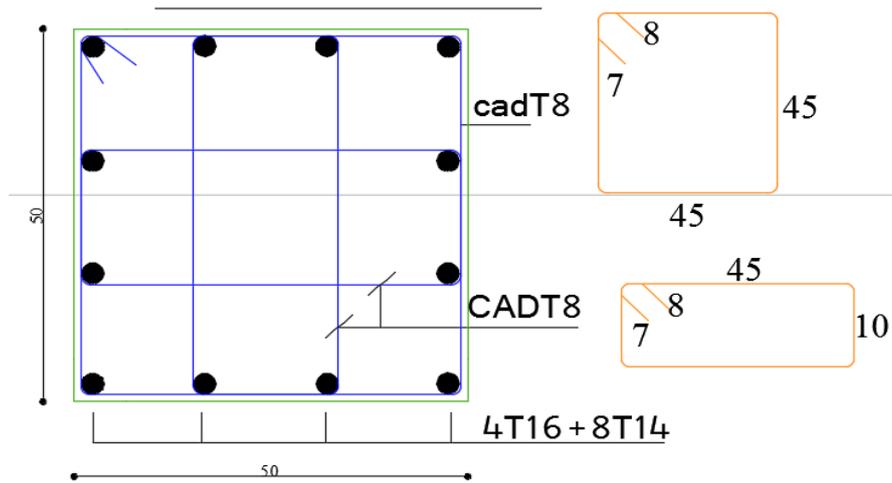


Figure V.1.3 : schéma de ferrailage de poteau 50x50

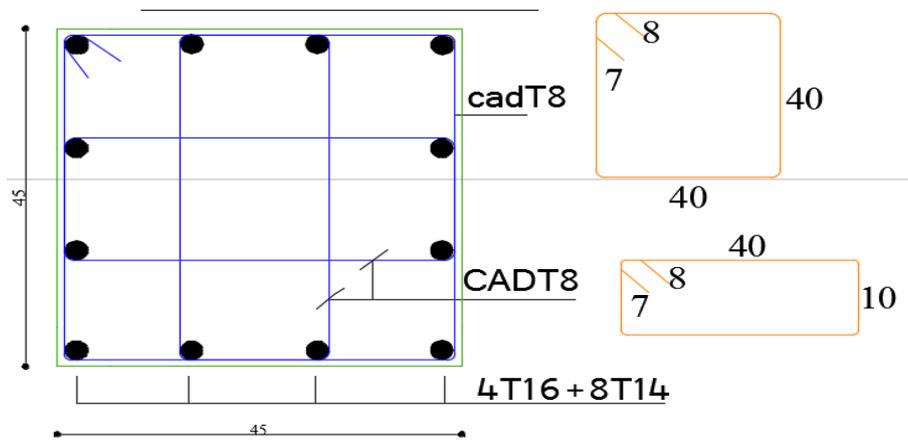


Figure V.1.4 : schéma de ferrailage de poteau 45x45

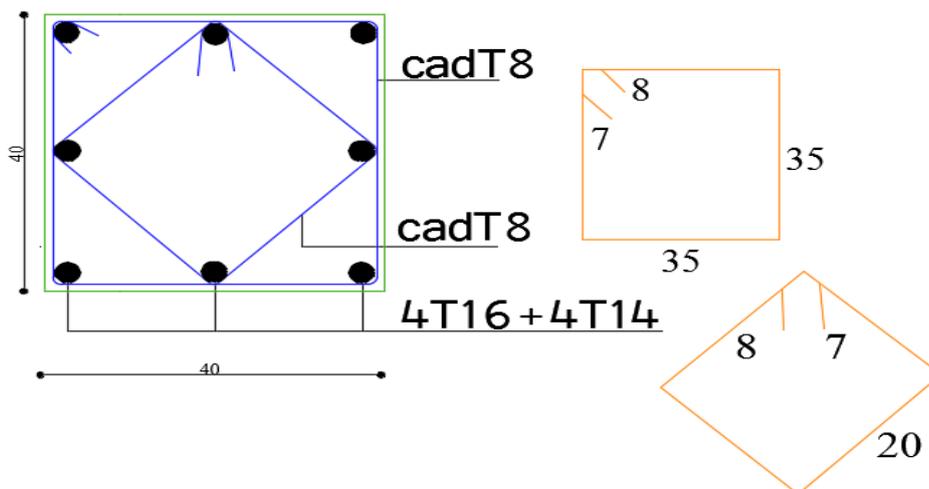


Figure V.1.5 : schéma de ferrailage de poteau 40x40.

V.2) Ferrailage des poutres

V.2.1) Introduction

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V03 et le BAEL 91

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone Iia.

V.2.2) Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa

a) Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- ✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :....(Art 7.5.2.1).
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

b) Armatures transversales(art 7.5.2.1).

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b.$$
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}\right)$ Dans la zone nodale.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

- ✓ La valeur du diamètre ϕ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3) Recommandation du BAEL 91

a) Armatures longitudinales

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité

Suivante :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ L'espace S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.22}). \\ S_t = \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.22}). \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s(\tau_u - 0,3.f_{ij})} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.23}). \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales

- ✓ Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha)0.9 f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec : } A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \quad \longrightarrow \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

- $\tau_0 = 0.3 f_{ij}^* k$ et $f_{ij}^* = \text{Min}\{f_{ij}; 3.3 \text{MPa}\} = 2.1 \text{MPa}$

- $\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij}^*}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

• Section minimale d'armature d'âme

✓ Volume minimal d'armatures : $\rho_{t\min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{MPa} \right\}$

✓ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right\}$.

✓ Espacement : $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$

✓ Espacement maximale : $S_{t\max} = \text{Min} \{0.9d; 40\text{cm}\}$.

V.2.4) Présentation de la méthode de calcul

a) Calcul de ferrailage longitudinal

Le calcul se fait en travée et en appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

μ_u : Moment réduit

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{MPa}$

Et : $d = h - C$; $C = 2 \text{ cm}$ (Enrobage)

Si $\mu_u < \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPa}$

Si $\mu_u > \mu_l = 0.371$ La section est armée par des armatures tendue et des armatures comprimées.

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des section d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1) BAEL91/99

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : La résistance caractéristique e béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Vérification au cisaillement :(Art 5.1.1) BAEL91/99

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; La fissuration comme étant peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : L'effort tranchant

d) Vérification de Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des armatures tendues.

e) Vérification à L'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

a) Armature transversales

✓ **Selon le BAEL 91/99**

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9\sigma_s}; \rho_{t,\min} \right\} \dots \dots \dots \text{(Art A5.1.2.3)BAEL91/99}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$\rho_{t,\min}$: La condition de non fragilité dans les armatures transversales.

$$\rho_{t,\min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{(Art 5.1.2.2)BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{(Art 5.1.2.2)BAEL91/99}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \quad ; \quad S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} \text{en zone nodale} \quad ; \quad S_t \leq \frac{h}{2} \text{en zone courante.}$$

Avec :

A_t :Section des armatures transversales.

S_t : Espacement entre les armatures transversales.

V.2.5) Calcul du Ferrailage

Dans notre structure on a deux types de poutre :

1) poutre principale (40x30)

Tableau (V.2.1) : Sollicitations de calcul (PP)

étage	Sur appuis		en travée	Vmax
	sup	inf		
Rdc+ssol	95.53	48.817	88.227	131.29
1+2	116.093	48.48	88.324	117.79
3+4	132.898	52.147	99.302	122.67
5+6	140.945	53.932	109.727	127.23
7+8	147.305	54.098	126.117	144.71

2) poutre secondaire (40x30)

Tableau (V.2.2) : Sollicitations de calcul (PS)

étage	Sur appuis		en travée	Vmax
	sup	inf		
Rdc+ssol	87.073	76.645	79.547	99.78
1+2	129.427	134.489	37.262	58.52
3+4	135.923	139.951	40.081	60.84
5+6	126.36	128.731	40.874	60.3
7+8	105.34	106.045	49.703	68.4

3) poutre principale liée ou voiles (40x30)

Tableau (V.2.3) : Sollicitations de calcul (PP) liée ou voile

étage	Sur appuis		en travée	Vmax
	sup	inf		
Rdc+ssol	17.591	17.18	22.591	72.03
1+2	16.224	14.304	20.492	62.73
3+4	16.853	14.308	22.064	63.92
5+6	17.617	14.301	23.692	65.15
7+8	22.668	16.398	29.652	75.95

4) poutre secondaire liée ou voiles (40x30)

Tableau (V.2.4) : Sollicitations de calcul (PS) liée ou voile

étage	Sur appuis		en travée	Vmax
	sup	inf		
Rdc+ssol	82.048	73.187	10.807	32.13
1+2	130.15	126.41	7.067	8.61
3+4	135.596	133.043	8.636	10.34
5+6	123.282	124.886	11.653	12.43
7+8	100.504	105.57	12.949	13.26

V.2.6) Calcul de ferrailage longitudinal

Le ferrailage des poutres est calculé par un programme de calcul (**SOCOTEC**), les résultats par nappe sont présentés dans le tableau ci- après.

Tableau (V.2.5) : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres

Section (cm ²)	Localisation	Calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Adopté (cm ²)	Nombre de barre
PP(40x30)	Sur appuis	10.98	1.3	6.00	12.05	6HA16
	En travée	11.24	1.3	6.00	12.05	6HA16
PS(40x30)	Sur appuis	10.37	1.3	6.00	12.05	6HA16
	En travée	6.69	1.3	6.00	9.24	6HA14
PP liée ou voile	Sur appuis	1.55	1.3	6.00	9.24	6HA14
	En travée	2.37	1.3	6.00	9.24	6HA14
PS liée ou voile	Sur appuis	10.02	1.3	6.00	12.05	6HA16
	En travée	1.02	1.3	6.00	9.24	6HA14

1) Vérification à l'ELU

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considéré peu nuisible :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

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

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (Situation accidentelle)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

Tableau (V.2.6) :Tableau récapitulatif de vérification des poutres à l'ELU

Poutre	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
30x40	144.71	1.34	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	301.59	1.48	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
30x40	99.78	0.92	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	301.59	1.02	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

V.2.8) Calcul de ferrailage transversal

Tableau (V.2.7) :Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.

Poutre	Localisation	A_t calculé (cm ²)	A_t min (cm ²)	Choix	A_t adopté (cm ²)	S_{t} adopté (cm)
Poutre principale	Z. nodale	0.9	1,3	4 ϕ 8	2,01	10
	Z. courante	1.3			2,01	15
Poutre secondaire	Z. nodale	0.9	1,35	4 ϕ 8	2,01	10
	Z. courante	1.3			2,01	15

1) Vérification à l'ELS

La vérification à l'ELS est calculée par un programme de calcul(SOCOTEC), les résultats par nappe sont présentés dans le tableau ci- après :

Tableau (V.2.8) :Tableau de vérification à l'ELS

poutres	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
PP(30x40)	105.75	92.111	12.73	15	.5.1. Vérifiée
PS(30x40)	7.24	60.538	8.37	15	Vérifiée

a) Vérification de La flèche :(Art B.6.5, 1) BAEL91/99

➤ Poutre principale:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.08 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} \right) \Rightarrow (0.08 > 0.052) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0098 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 5 \text{ m} ; A_s = 12.05 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 44.748 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 92.111 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

➤ Poutre secondaire:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.0800 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} \right) \Rightarrow (0.0800 > 0.0485) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0098 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 4.95 \text{ m} ; A_s = 12.05 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 31.624 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 60.538 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

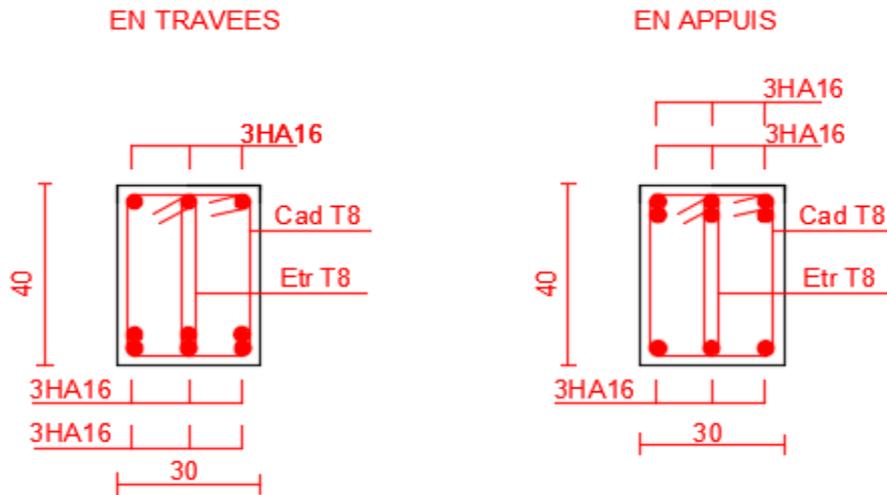
Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Conclusion

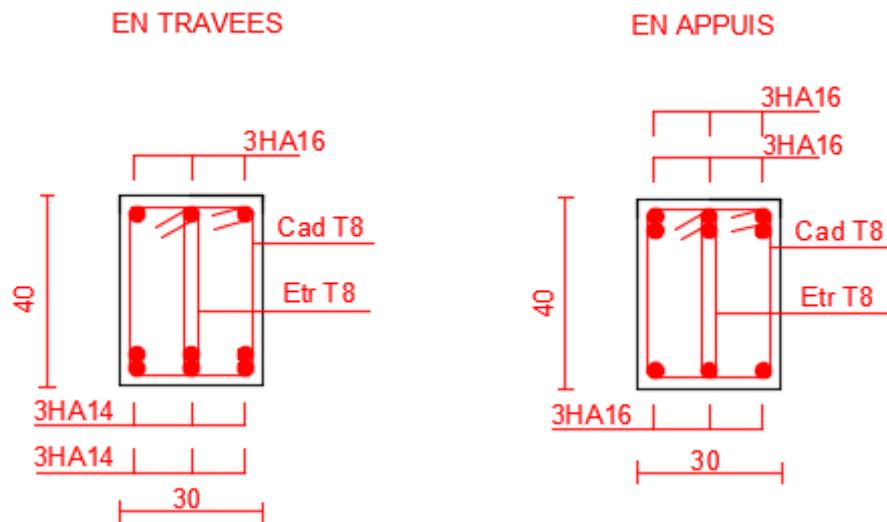
le ferrailage choisit satisfait tous les conditions de la résistance et de stabilité de forme, le détail de ferrailage est représenter dans les figures suivantes :

V.2.9) Ferrailage des poteaux

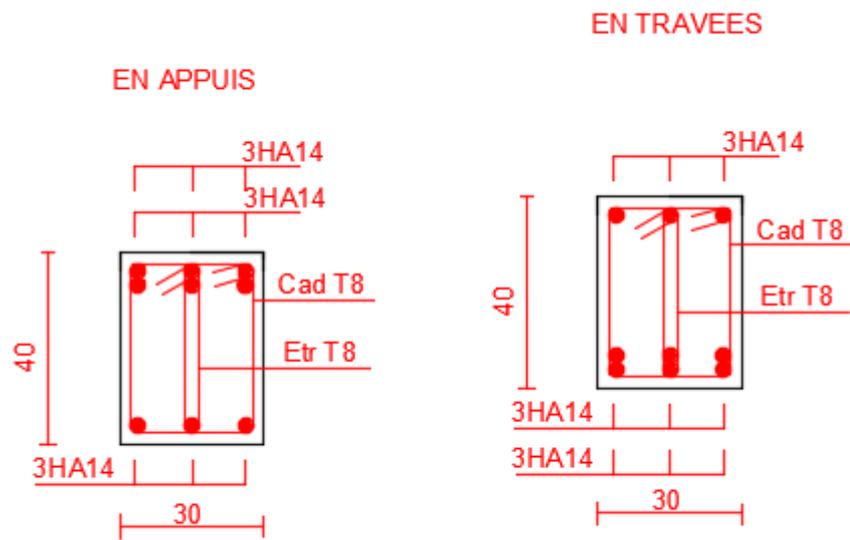
1) Poutre principale



2) Poutre secondaire



3) Poutre principale liée ou voiles



4) Poutre secondaire liée ou voiles

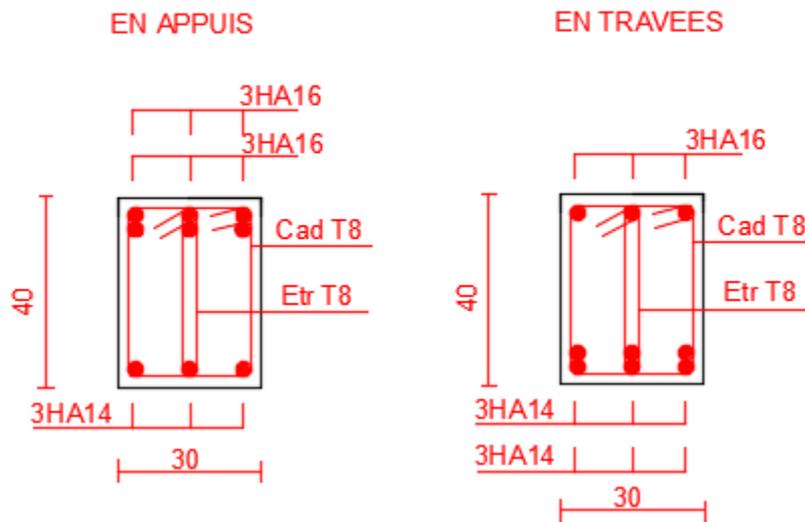


Figure (V.2.1) schéma de ferrailage des poutres

V.3) Ferrailage des voiles

V.3.1) Introduction

Les sollicitations appliquées sur les voiles sont dues aux charges permanentes, surcharges d'exploitation et aux forces sismiques.

Ces forces provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Donc le calcul des sections d'armatures se fera en flexion composée.

On calcul alors trois types d'armatures :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.

Pour cela on a divisé la structure en trois zones de calcul :

Zone I : SS+ RDC.

Zone II : 1^{er} étage et 2^{ème} étage.

Zone III : 3^{ème} étage et 4^{ème} étage.

Zone IV : 5^{ème} étage et 6^{ème} étage

Zone V : 7^{ème} étage et 8^{ème} étage

V.3.2) Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après:

La réglementation en vigueur **BAEL et RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre

a) Etat limite ultime

Situation durable et transitoire :

$$\checkmark 1,35 G + 1,5 Q$$

Situation accidentelle :

$$\checkmark G + Q \pm E$$

$$\checkmark 0,8G \pm E$$

b) Etat limite de service

$$\checkmark \mathbf{G + Q}$$

Les voiles pleins en situation durable ou transitoire sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles **BAEL91** et les recommandations du **RPA99**.

Le ferrailage se fera en FPN.

V.3.3) Procèdes de calcul**a) Ferrailage vertical**

Le ferrailage vertical est déterminé suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

✓ On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

Avec :

✓ **S** : section du béton.

✓ **V** : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$$V = \frac{L_v}{2}$$

✓ **L_v** : longueur du voile y compris les deux poteaux voisins.

✓ On détermine les efforts agissant dans chaque bande.

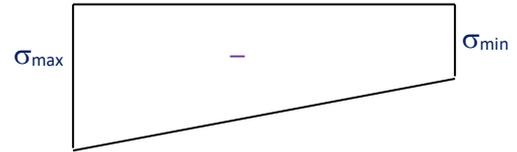
Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

1^{ère} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

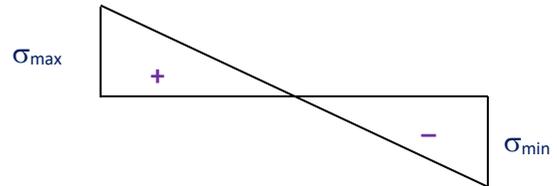
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_t . e$$



2^{ème} cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

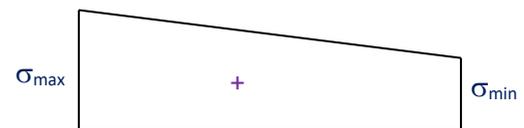
$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t . e$$



3^{ème} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = \left[\frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] . L_c . e$$



La plupart de nos voiles sont des sections partiellement comprimées (S.P.C) le 2^{ème} cas

b) Ferrailage horizontal

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

- ✓ Selon le BAEL91 : $A_H \geq \frac{A_v}{4}$
- ✓ Selon le RPA99 : $A_H \geq 0,0015 . b . L_{voil}$
 - A_v : section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une Longueur de 10ϕ , et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

c) Armatures constructives

Ces aciers sont généralement des épingles, elles sont perpendiculaires aux forces des refends et relient les deux nappes d'armatures verticales

d) Ferrailage minimale

✓ Compression simple

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- ❖ $A \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$. (longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures). (A.8.1.2.1.BAEL91)
- ❖ $0.2\% \leq \frac{A}{S} \leq 0.5\%$ (S : section du béton comprimé)

✓ Traction simple :

$$\text{❖ } A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1.BAEL91})$$

Selon le **RPA99** / version **2003** :

- ❖ Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art7.7.4.1 page 61**).
- ❖ Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3 page 61**)

- ❖ En zone courante égale à **0.10%**

e) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

f) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

V.3.4) Vérifications

a) Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{avec : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

✓ **D'après le BAEL** : Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement ; $\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable

➤ **Exemple d'application**

1/ Voiles(1.3m) :

Zone(1)

L= 1.3m , **e=0.20 m**

N .M sont donnes par **(ETABS)**

V = 0.65m

N =1277.72KN

M = 99.847 KN/m

S= 0, 2x1.3=0.26m²

I= (bh³/12) = 0.037m⁴

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} = 6668.37KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = 3160.36 KN/m^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 0.42$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b = 132.73KN$$

➤ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 3.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature minimale**● **Vérifications vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1)**

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0.2\% b L_t, \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L}_t : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$$

$$0.2\% b L_t = (0.2 \times 0.2 \times 0.42) / 100 = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1.3 \times 2.1}{400} = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (1.68 \text{ cm}^2, 13.65 / 2 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 6.82 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

La longueur minimal d'après l'article **7.7.4.3 Du RPA99V2003** :

Zone d'about : $(130/10) = 13 \text{ cm}$. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante 324 cm . Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

➤ **Armature horizontale**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_v / 4 = 3.32 / 4 = 0.83 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA :

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 0.15\% \cdot 20 \times 130 = 3.9 \text{ cm}^2 ;$$

Soit donc : **11HA10+2HA12** /nappe avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) Epingles au mètre carré, soit : **4 HA8**.

Remarque:

Les espacements dans tous les voiles sont:

La zone d'about $S_t = 10$ cm

La zone courante $S_t = 20$ cm

V.3.4) Ferrailage des voiles

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- ✓ $\sigma_1 ; \sigma_2$ (kN/m²) : les contraintes de béton.
- ✓ L_t (m) : Longueur de la zone tendue.
- ✓ N (kN) : Effort de traction.
- ✓ A_s (cm²) : Section d'armature.
- ✓ A_{min} (cm²) : Section d'armature minimale.
- ✓ A_H (cm²) : Section d'armatures horizontales.
- ✓ A_t (cm²) : Section d'armatures transversales.

On va ferrailer les voiles selon leurs zones et leurs types

1) Les voiles type (1.3m)

❖ Sens longitudinale : Il y'a un type de voile.

Tableau (V.3.1) : Ferrailage verticale du voile type 1

ZO	sollic i	N	M	σ_1	σ_2	Natu	L_c	L_T	F	A_v
NE	tatio n	(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	re	(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
Z1	N^{\min}	- 1277.72	-99.847	-6668.37	-3160.36	SET	0.88	0.42	132.73	3.32
	N^{\max}	-205.91	489.355	7804.815	-9388.73	SPC	0.4	0.70	657.21	16.43
	M^{\max}	- 578.417	1.360	2200.78	-2248.57	SPC	0.65	0.65	146.16	3.6
Z2	N^{\min}	- 1160.78	59.158	-3425.27	-5503.80	SET	0.5	0.80	440.30	11.00
	N^{\max}	-436.55	446.006	6156.20	-9514.28	SPC	0.31	0.79	751.63	15.79
	M^{\max}	460.726	2.33	1812.95	1731.09	SEC	0.67	0.63	109.05	2.7
Z3	N^{\min}	-945.57	57.165	-2632.55	-4641.05	SET	0.47	0.83	385.21	9.6
	N^{\max}	-222.41	183.809	2373.65	-4084.50	SPC	0.48	0.82	334.92	8.3
	M^{\max}	269.14	2.866	1085.50	984.80	SEC	0.68	0.62	61.05	1.5
Z4	N^{\min}	-694.66	-66.93	-3848.83	-1497.24	SET	0.94	0.36	140.74	3.5
	N^{\max}	-83.24	116.994	1735.146	-2375.45	SPC	0.55	0.75	178.16	4.45
	M^{\max}	172.383	4.006	733.38	592.63	SEC	0.72	0.58	42.67	1.066
Z5	N^{\min}	-427.91	3.289	-1588.02	-1734.7	SET	0.62	0.68	117.95	2.94
	N^{\max}	-8.51	107.554	1856.73	-1922.19	SPC	0.64	0.66	126.86	3.1
	M^{\max}	161.43	9.513	788.00	453.76	SEC	0.83	0.47	21.32	0.53

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max}

Tableau (V.3.2) : Ferrailage verticale du voile type 1.

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
Z1	16.43	6.82	8.21	9.23	6HA10	15	4HA1 2	10	2.5	12.52	16HA10	20
Z2	15.79	6.82	7.89	9.23	6HA10	15	4HA1 2	10	2.5	12.52	14HA10	20
Z3	4.8	6.82	6.82	7.85	6HA10	15	4HA1 0	10	2.16	11.00	14HA10	20
Z4	2.225	6.82	6.82	7.85	6HA10	15	4HA1 0	10	2.16	11.00	14HA10	20
Z5	1.55	6.82	6.82	7.85	6HA10	15	4HA1 0	10	2.16	11.00	14HA10	20

2) Les voiles de type (1.5m)

Tableau (V.3.3) : Ferrailage verticale du voile type 2.

ZO NE	sollic i tatio n	N (kN)	M (kN.m)	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	Natu re	L_c (m)	L_T (m)	F (kN)	A_v (cm ²)
Z1	N ^{min}	-1262.13	-52.252	-4906.90	-3507.29	SET	0.88	0.62	217.45	5.4
	N ^{max}	-495.33	99.588	-317.33	-2984.86	SET	0.15	1.35	402.95	10.07
	M ^{max}	-167.116	-0.27	-560.67	-553.43	SET	0.76	0.74	40.95	1.02
Z2	N ^{min}	-1051.55	34.287	-3045.96	-3964.37	SET	0.66	0.84	333.00	8.3
	N ^{max}	-278.51	603.934	7160.03	-9016.76	SPC	0.67	0.83	757.34	18.93
	M ^{max}	611.39	-2.205	2008.43	2067.50	SEC	0.74	0.76	157.13	3.9
Z3	N ^{min}	-858.4	37.285	-2361.98	-3360.68	SET	0.62	0.88	295.74	7.4
	N ^{max}	-296.35	314.177	3219.89	-5195.56	SPC	0.58	0.92	477.99	11.94
	M ^{max}	324.694	-1.744	1058.95	1105.67	SEC	0.73	0.77	85.13	2.1
Z4	N ^{min}	-663.1	-108.566	-3664.34	-756.32	SET	1.25	0.25	65.04	1.62
	N ^{max}	-108.5	173.959	1968.14	-2691.47	SPC	0.64	0.86	231.46	5.78
	M ^{max}	189.501	-3.117	589.92	673.41	SEC	0.7	0.80	53.87	1.3
Z5	N ^{min}	-418.15	-30.468	1801.88	-985.78	SPC	0.97	0.53	52.24	1.3
	N ^{max}	-23.94	106.896	1351.84	-1511.4	SPC	0.71	0.79	119.40	2.98

M^{\max}	125.39	-5.063	350.15	485.77	SEC	0.63	0.87	42.26	1.05
------------	--------	--------	--------	--------	-----	------	------	-------	------

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{\max} ; N^{\min} ; M^{\max} .

Tableau (V.3.4) : Ferrailage verticale du voile type 2.

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone couran t	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	$A_{H\text{adop}}$ (cm ²)	choix	St (cm)
1	5.03	7.875	7.875	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.55	12.57	16HA10	20
2	9.46	7.875	9.46	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.55	11.00	14HA10	20
3	5.97	7.875	7.875	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.55	11.00	14HA10	20
4	2.89	7.875	7.875	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.55	11.00	14HA10	20
5	1.49	7.875	7.875	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.55	11.00	14HA10	20

1) Les voiles de type (1.4m)

Tableau (V.3.5) : Ferrailage verticale du voile type 3

ZO	sollic	N	M	σ_1	σ_2	Natu	L_c	L_T	F	Av
NE	i	(kN)	(kN.m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	re	(m)	(m)	(kN)	(cm ²)
tatio										
n										
Z 1	N ^{min}	-2161.21	25.13	-7336.19	-8101.20	SET	0.67	0.73	591.38	14.78
	N ^{max}	-1036.81	134.093	-1662.35	-5743.43	SET	0.32	1.08	620.29	15.50
	M ^{max}	136.579	-0.036	487.23	488.33	SEC	0.70	0.70	34.183	0.85
Z 2	N ^{min}	-1500.62	-183.1	-3330.0	2258.29	SPC	0.84	0.56	126.5	3.16
	N ^{max}	-278.79	173.93	-2543.8	-2742.22	SET	0.68	0.72	197.76	4.93
	M ^{max}	-1836.13	-3.505	-6610.94	-6504.27	SET	0.71	0.69	448.79	11.21
Z 3	N ^{min}	-1118.5	-201.70	-7063.99	-925.29	SET	1.24	0.16	14.80	0.37
	N ^{max}	-336.49	103.49	1454.48	-1694.99	SPC	0.65	0.75	127.12	3.17
	M ^{max}	-1269.45	-3.687	-4589.85	-4477.64	SET	0.71	0.69	447.76	11.19
Z 4	N ^{min}	-790.83	-241.39	-6497.72	848.93	SPC	1.24	0.16	13.58	0.33
	N ^{max}	-275.97	545.907	7321.67	-9292.88	SPC	0.62	0.78	724.84	18.12
	M ^{max}	-830.509	-4.06	-3027.88	-2904.32	SET	0.72	0.68	197.49	4.93
Z 5	N ^{min}	- 434.02	-284.72	-5882.76	2782.62	SPC	0.95	0.45	125.21	3.13
	N ^{max}	-117.38	174.199	2231..64	-3070.06	SPC	0.59	0.81	248.67	6.21
	M ^{max}	-512.891	-4.272	-1896.76	-1766.74	SET	0.73	0.67	118.37	2.96

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max}.

Tableau (V.3.6) : Ferrailage verticale du voile type 3

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v (cm ²)	λ_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	choix	St (cm)
1	7.75	7.35	7.75	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.35	12.57	16HA10	20
2	5.60	7.35	7.35	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.35	11.00	14HA10	20
3	5.60	7.35	7.35	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.35	11.00	14HA10	20
4	9.1	7.35	9.1	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.35	11.00	14HA10	20
5	3.10	7.35	7.35	10.02	7HA10	15	4HA12	10	2.35	11.00	14HA10	20

Tableau (V.3.7) : Vérification a l'ELS et contrainte de cisaillement

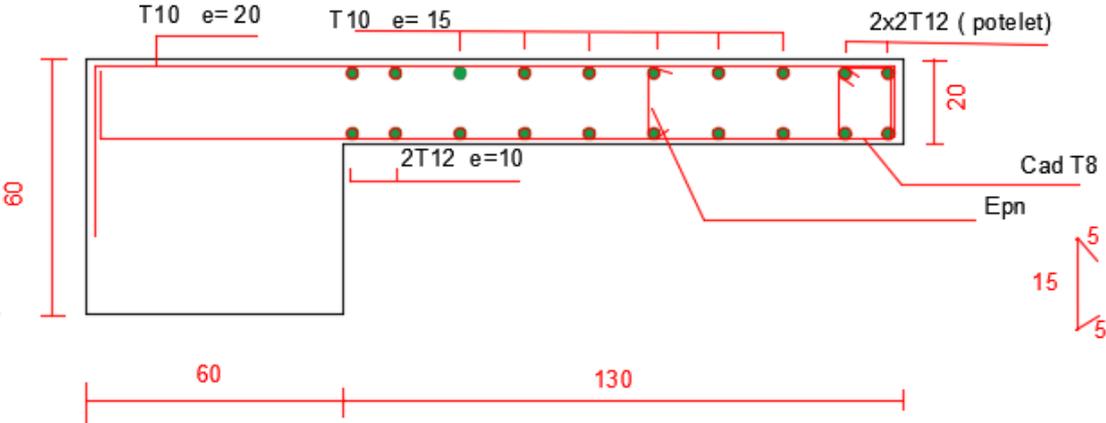
		Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
voile	Zone	V	τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	25.82	0.154	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.110	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	880.09	2.25	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	40.55	0.242	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.173	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	751.84	2.26	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	52.01	0.311	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.222	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	688.34	2.49	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	64.29	0.384	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.275	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	503.96	2.20	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	122.51	0.733	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.523	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	286.27	1.54	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	I	35.72	0.185	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.132	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	919.87	2.35	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	46.82	0.242	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.173	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	845.10	2.53	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	35.2	0.182	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.130	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	625.57	2.23	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	43.17	0.224	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.160	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	458.61	1.97	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	43.31	0.224	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.160	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	261.84	1.37	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	I	62.52	0.347	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.248	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1578.84	4.06	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	82.4	0.458	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.326	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1040.94	3.14	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	138.99	0.772	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.551	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	818.11	2.94	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	IV	163.51	0.908	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.649	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	578.57	2.50	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	V	197.91	1.09	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.785	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	317.9	1.69	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

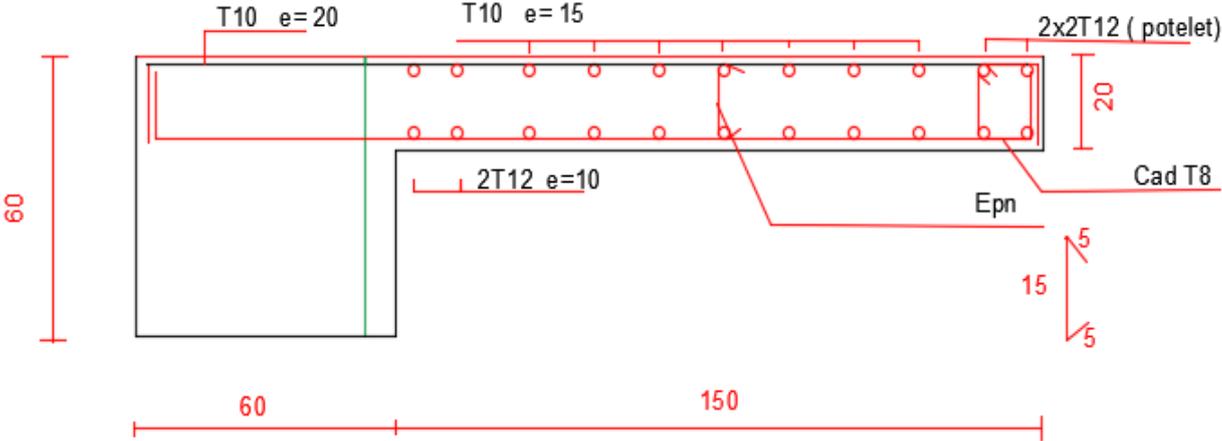
Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes :

V.3.4) Schéma de Ferrailage des voiles

Type 1



Type 2



Type 3

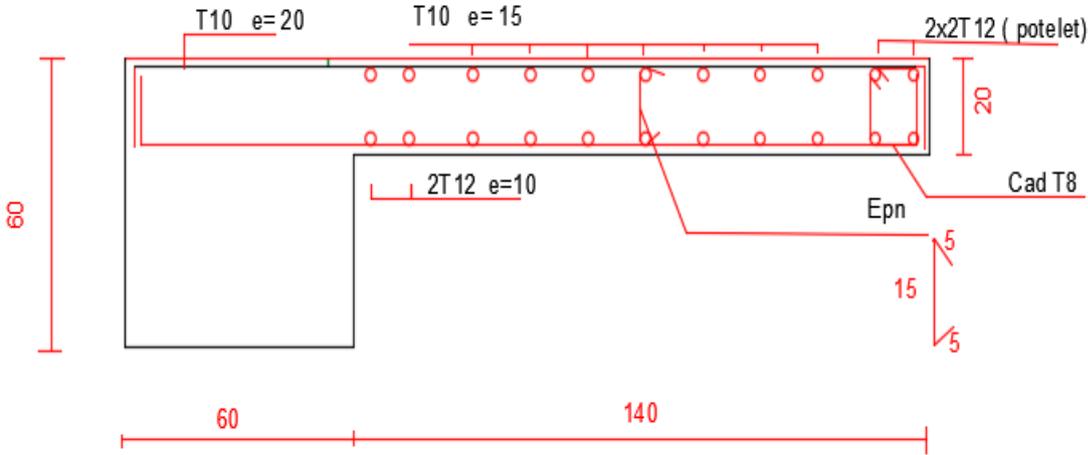


Figure (V.3.1) Schéma de ferrailage des voiles

Chapitre VI
Etudes des fondations

VI.1) Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

➤ **Fondations superficielles**

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

➤ **Fondation semi-profonde**

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

➤ **Fondations profondes**

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environs.

➤ **Fondations surfacique ou radier**

Il existe quatre (04) types de radiers :

- 1) Le radier dalle pleine (le plus courant).
- 2) Le radier nervuré.
- 3) Le radier champignon sous poteau.
- 4) Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- ✓ La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- ✓ Quand le bon sol est situé en trop grande profondeur.
- ✓ Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- ✓ L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.
- ✓ Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Types de fondations superficielles courants:

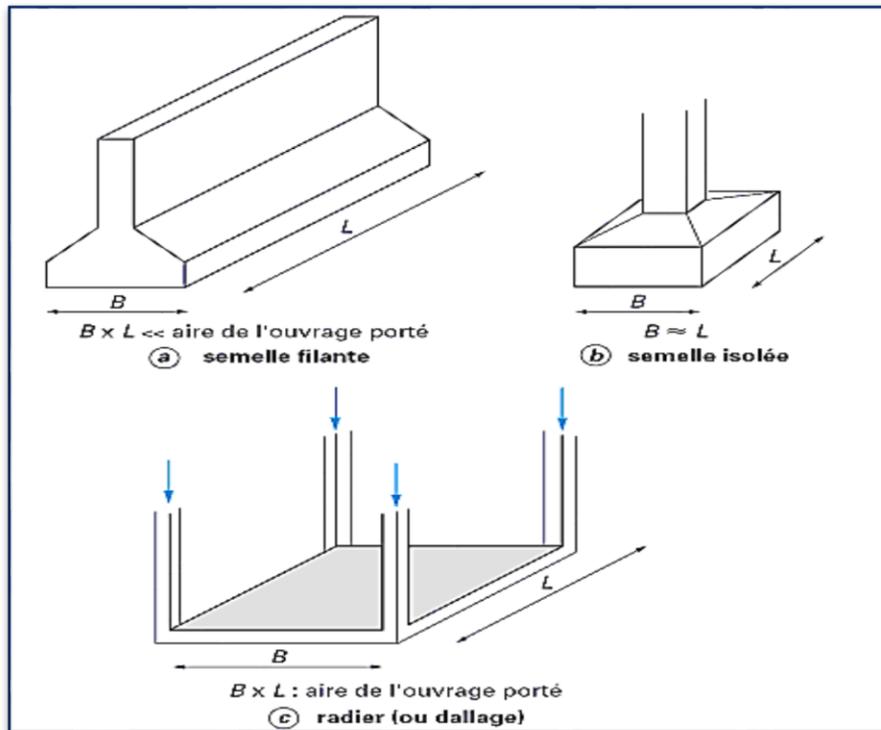


Figure (VI.1) : Type de fondations superficielles

VI.2) Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de soudage effectuées a laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur 2.3 bars pour la contrainte admissible du sol σ_{sol} .

VI.3) Choix du type de fondation

- Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
 - ❖ La résistance du sol.
 - ❖ Le tassement.
 - ❖ Le mode constructif.
 - ❖ Stabilité totale de l'ouvrage.

- Pour le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier, en fonction des résultats du dimensionnement, on adaptera le type de semelle convenable :

➤ **Semelle isolée**

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicitée et on

doit vérifier que : $\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$

Et puisque notre structure contient des voiles périphériques donc on n'a pas à prendre en considération la vérification pour les semelles isolées.

❖ **Calcul de surface revenant à la semelle**

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants :

Tableau (VI.1) : La surface revenant aux semelles

N _s (KN)	σ _{sol} (KN/m ²)	Surfaces
1907.81	230	8.29

$$S_s = 8.29 \times 18 = 149.22 \text{m}^2 ; S_t = 214.16 \text{m}^2.$$

Donc : $S_s/S_t = 149.22/214.16 = 69.67\% \geq 50\% \Rightarrow$ La surface des semelles calculée dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier nervuré**.

VI.4) Etude du radier

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

VI .5) Pré-dimensionnement du radier

a) L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.00\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$\text{D'où : } 62.5\text{cm} \leq h_r \leq 100\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

a.2) condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \text{ Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5^4}{32164200 \times \pi^4}} \geq 0.73\text{m} \dots \dots \dots (2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte : $h_r = 80\text{cm}$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = 80\text{cm} .$$

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

a.3) Condition de coffrage

➤ **Pour la nervure :**

$$h_n \geq \frac{l \max}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

➤ **Pour la dalle**

$$h_t \geq \frac{l \max}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

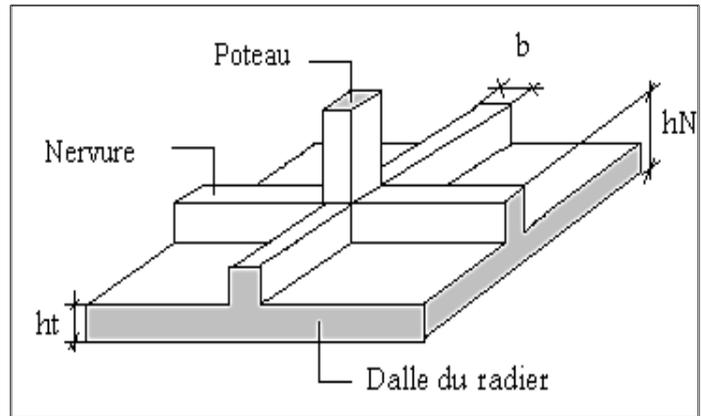


Figure (VI.2) : Schéma d'un radier

➤ D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **30 cm** et des nervures de **50cm**.

➤ **Calcul du débordement (D)**

$$D \geq \text{Max} (h_r/2, 30\text{cm}) = 40\text{cm}$$

Soit : D= 40cm

$$D'ou : S_r = S + D \times (\text{périmètre}) = 214.16 + 0,4 \times (62.5) = 239.16 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est $S_r = 239.16 \text{ m}^2$.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$G_{\text{Super structure}} = 24773.97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Super structure}} = 3847.32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = G (\text{dalle}) + G (\text{nervure})$$

$$= (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y))$$

$$= (25 \times 0.3 \times 239.16) + (0.60 \times 0.5 \times 25 \times 62.5) = 2262.45 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 239.16 \times 2.5 = 597.9 \text{ KN}$$

Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 135(+G_{\text{rad}}) + 1.5(Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}})$$

$$= 1.35(24773.97 + 2262.45) + 1.5(3847.32 + 597.9)$$

$$N_u = 43166.99 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q = (G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}}) + (Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}})$$

$$= (24773.97 + 2262.45) + (3847.32 + 597.9)$$

$$N_{\text{ser}} = 31481.64 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de la surface de radier :**

➤ ELU : $S_{\text{radier}} = 239.16 \text{ m}^2 > N_u / (1.33 \sigma_{\text{sol}}) = 141.11 \text{ m}^2$

➤ ELS : $S_{\text{radier}} = 239.16 \text{ m}^2 > N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}} = 136.87 \text{ m}^2$

VI.6) Vérification du radier

a) Condition de cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul vis-à-vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément une bande de 1 mètre.

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{2608.4 \times 1}{239.16} = 10.90 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{10.90 \times 5}{2} = 27.25 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{27.25 \times 10^{-1}}{0.9 \times 1 \times 2.5} = 1.19 \text{ cm.}$$

$\tau_u = 0.031 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots$ (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

b) Condition de non poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

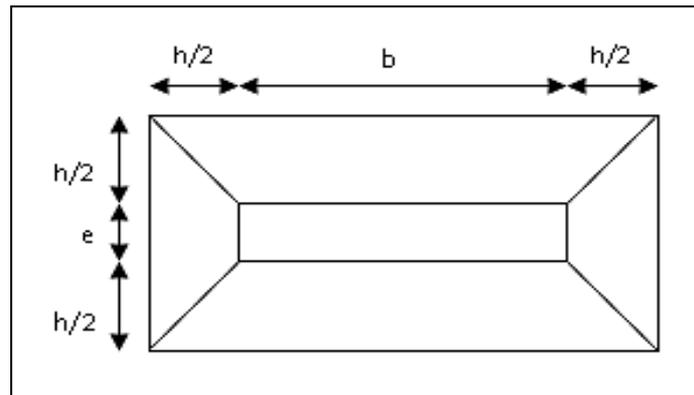


Figure (VI.3) : Schéma de transmission des charges.

✓ **Sous voiles**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur $L=1.5m$.

$N_{u,voil} = 1262.13kN$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0.2 + 1.5 + 2h) = (3.4 + 4h) m$$

On obtient : $3000h^2 + 2540h - 1262.13 = 0$; D'où : $h \geq 23 cm$.

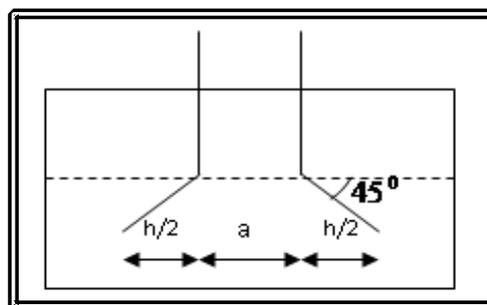


Figure (VI.4) : Schéma de transmission des charges

✓ **Sous poteaux**

$N_{u,pot} = 2608.43\text{kN}$ Effort Normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.60 + h) = (2.4 + 4h) \text{ m}$$

$$\text{On obtient : } 3000h^2 + 1800h - 2608.43 = 0$$

$$\text{D'où : } h \geq 67.95 \text{ cm} \quad h=68 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$h = 0.80 \text{ m.}$$

Vu que la hauteur est importante on opte pour un radier nervuré.

VI .7. Caractéristiques géométriques**a) Du radier**

-Centre de masse du radier :

$$X_r = 10.95\text{m};$$

$$Y_r = 5.42 \text{ m};$$

$$\left[\begin{array}{l} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2396.10\text{m}^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 9584.4 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

-L'inertie :

b) De la structure**a/ Centre de masse**

$$X_G=10.37\text{m} \quad ; \quad Y_G= 6.04\text{m}$$

/ L'excentricité :

$$e_x = | X_r - X_G | = 0.58\text{m}$$

$$e_y = | Y_r - Y_G | = 0.62\text{m}$$

1) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots (\text{RPA99 art10.1.4.1})$$

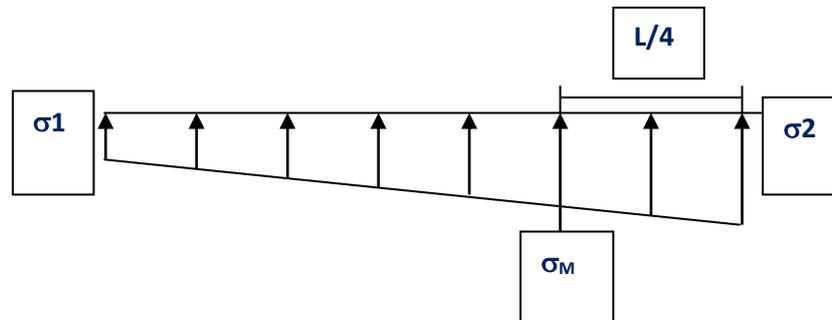


Figure (VI.6) : Diagramme des contraintes

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times V}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales

M : Moment dus aux charges verticales excentrées

2) Vérification du soulèvement

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀ : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure. $h = 3.4$ m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) maximales avec la combinaison $G + Q + E$

Tableau (VI.2) : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G ± E		G + Q + E	
	Longitudinal	Transversale	longitudinal	Transversale
N (KN)	19819.18	19819.18	28621.29	28621.29
M_{rad} (kN.m)	52965.43	35398.52	59777.46	37718.49
V (m)	10.95	5.42	10.95	5.42
I (m⁴)	2396.10	9584.4	2396.10	9584.4
S (m²)	239.16	239.16	239.16	239.16
σ₁ (kN/m²)	324.91	102.88	392.85	141.00
σ₂ (kN/m²)	159.18	62.85	153.49	98.34
σ_{moy} (kN/m²)	242.05	165.73	273.17	119.67
σ_{adm} (kN/m²)	305.9	305.9	305.9	305.9
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

$$\sigma_{adm} = 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$= 1.33 \times 230 = 305.9 \text{ kN/m}^2$$

3) Vérifications de la stabilité au renversement

D'après le RPA l'article 10.1.5. Le radier reste stable si : $e = M/N \leq B/4$

e : excentricité de la résultante des charges verticales

M : moment du au séisme ; Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.3) : Vérification de la stabilité au renversement.

	0,8G ± E		G+Q+E	
	Longitudinal	Transversale	Longitudinal	Transversale
N(KN)	19819.18	19819.18	28621.29	28621.29
M(KN.m)	52965.43	35398.52	59777.46	37718.49
e= M/N(m)	2.67	1.78	2.08	1.31
L/4(m)	5.47	2.73	5.47	2.73
La condition	Vérifié	vérifié	Vérifié	vérifié

- ✓ La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.
- ✓ A ELU et ELS

Tableau (VI.4) : Vérification de la stabilité au renversement.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversale	longitudinal	Transversale
N (KN)	39215.84	39215.84	28621.29	28621.29
M_{rad} (kN. m)	5470.009	32947.473	3836.202	24129.691
V (m)	10.95	5.42	10.95	5.42
I (m⁴)	2396.10	9584.4	2396.10	9584.4
S (m²)	239.16	239.16	239.16	239.16
σ₁ (kN/m²)	188.97	182.60	134.46	133.31
σ₂ (kN/m²)	138.97	145.34	102.14	106.02
σ_{moy} (kN/m²)	163.97	163.97	118.30	119.67
σ_{adm} (kN/m²)	305.9	305.9	305.9	305.9
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau (VI.5) : Vérification de la stabilité au renversement.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversale	Longitudinal	Transversale
N(KN)	39215.84	39215.84	28621.29	28621.29
M(KN.m)	5470.009	32947.473	3836.202	24129.691
e= M/N(m)	0.14	0.84	0.14	0.84
L/4(m)	5.47	2.73	5.47	2.73
La condition	Vérifié	vérifié	Vérifié	vérifié

4) Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculé dans le chapitre IV.

V : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0.80m

$$M_{Sta,x} = 0.8 \times W \times b_x = 0.8 \times 27483.274 \times 10.72 = 235696.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0.8 \times W \times b_y = 0.8 \times 27483.274 \times 4.15 = 91244.47 \text{ kN.m}$$

Et : $M_{Ren,x} = 40668.49 + 1846.41 \times 0.8 = 42145.62 \text{ kN.m}$

$$M_{\text{Ren},y} = 38602.129 + 1751.68 \times 0.8 = 40003.47 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{\text{Sta},x}}{M_{\text{Ren},x}} = 5.59 > 1.5$$

$$\frac{M_{\text{Sta},y}}{M_{\text{Ren},y}} = 2.29 > 1.5$$

Conclusion :

le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

5) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \quad \text{avec :}$$

W: poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{rad}} + W_{\text{voile périphérique}} + W_{\text{bât}}$$

$$W = 33803.25 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$.

γ: poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z: profondeur de l'infrastructure ($h = 3.40 \text{ m}$).

S: surface du radier ($S = 239.16 \text{ m}^2$).

$$\Rightarrow F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3.4 \times 239.16 = 12197.16 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ Condition vérifiée.

VI .8) Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

1) Méthode de calcul

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91.

a. Détermination des moments isostatiques

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

Avec :
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle porte sur un sens.}$$

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

$$\text{-Moment en travée : (Mtx=0,75.Mx ; Mty=0,75.My)}$$

$$\text{-Moment sur appuis : (Max=0,5.Mx ; May=0,5.Mx)}$$

- si le panneau considéré est un panneau de rive

$$\text{-Moment en travée : (Mtx=0,85.Mx ; Mty=0,85.My)}$$

$$\text{-Moment sur appuis : (Mx=0,3.Mx ; May=0,3.Mx)}$$

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

b- Évaluation des charges et surcharges

➤ à L'ELU : $v=0$

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 39215.84 / 239.16 = 163.97 \text{KN/m}^2$$

$$Q_u = 163.97 \text{KN/m}^2$$

➤ à L'ELS : $v = 0,2$

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 28621.29 / 239.16 = 119.67 \text{KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 119.67 \text{KN/m}^2$$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

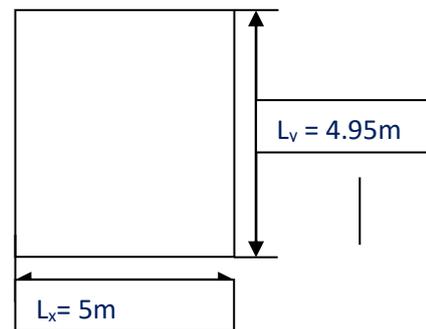


Figure (VI.7) : Le panneau le plus sollicité

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

b.1) Calcul des moments

- Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

ELU : pour $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\mu_x = 0.0376 ; \mu_y = 0.9771$

ELS:

$\mu_x = 0.0449 ; \mu_y = 0.9847$

➤ **ELU :** $v = 0$; $Q_u = 163.97 \text{KN/m}^2$:

Tableau (VI.6) : Les moments à L'ELU.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)
P	5	4.95	0.99	0.0376	0.9771	154.13	150.60

ELS : $v = 0,2$; $Q_{ser} = 119.67 \text{KN/m}^2$:

Tableau (VI.7) : Les moments à L'ELS.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)
P	4	5	0.99	0.0449	0.9847	134.32	132.27

b.2) Pourcentage minimal

$b = 100 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 0.9h = 45 \text{ cm} ; f_{t28} = 2.1 \text{ N/mm}^2 ; f_e = 400 \text{ N/mm}^2$

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b. d. f_{t28}/f_e = 5.43 \text{ cm}^2$

b.3) Escarpement maximal

$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$

b.4) Calcul des armatures à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 50\text{cm}, d = 0.9h = 45\text{cm}, f_{bu}=14.17\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.8) : Les armatures à L'ELU

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	115.95	77.06	112.95	75.3
μ_{bu}	0.040	0.027	0.039	0.026
μ_{bu}<μ_{lu}	oui	Oui	oui	oui
A_s (cm²/ml)	7.58	5.00	7.38	4.88
A_{smin}(cm²/ml)	5.43	5.43	5.43	5.43
Choix des Ø	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10.05	10,05	10,05	10,05
Espacement	20	20	20	20

b.6)Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau (VI.9) :Vérification des panneaux de radier

	Sens	M _{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Appuis	XX	55.2	10.23	217936.29	2.59	132.10	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	39.25	10.23	217936.29	1.84	93.93	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	XX	82.80	10.23	217936.29	3.88	198.15	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	58.88	10.23	217936.29	2.76	140.90	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

2. Ferrailage du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un 1 mètre.

h=0,30m, b=1m, d=0,9h=0,27m

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable.

Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité :

A_{min} = 0.23.b. d. f_{t28}/f_e = 4.34 cm²

➤ L'ELU :

M_{max} = q_u L² / 2 = 163.97 × (0.40)² / 2

M_{max}=13.11kN.m

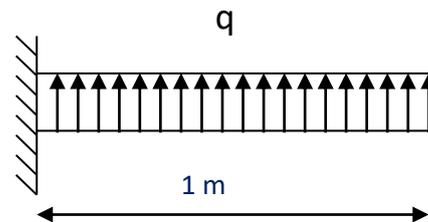


Figure (VI.8) :Schéma statique du débord.

Tableau (VI.10) :Choix des armatures à L'ELU

Mu (KN.m)	D (m)	μ _{bu}	Z (m)	As (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix	St (cm)
13.11	0.27	0.012	0.268	1.40	4.34	7.7	5HA14	20

L'ELS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = q_s L^2 / 2 = 119.67 \times (0.40)^2 / 2$$

$$M_{\max} = 8.65 \text{ kN.m}$$

Tableau (VI.11) : Choix des armatures à L'ELS

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm ²)	ASmin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix	St (cm)
9.57	0.27	0.009	0.268	1.02	4.34	7.7	5HA14	20

NB : Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux.

a) Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28}$$

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

b = 1 m.

d = 0,9 h_r = 0.36 m.

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 32.79 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.091 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies 0.091 < 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires. Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

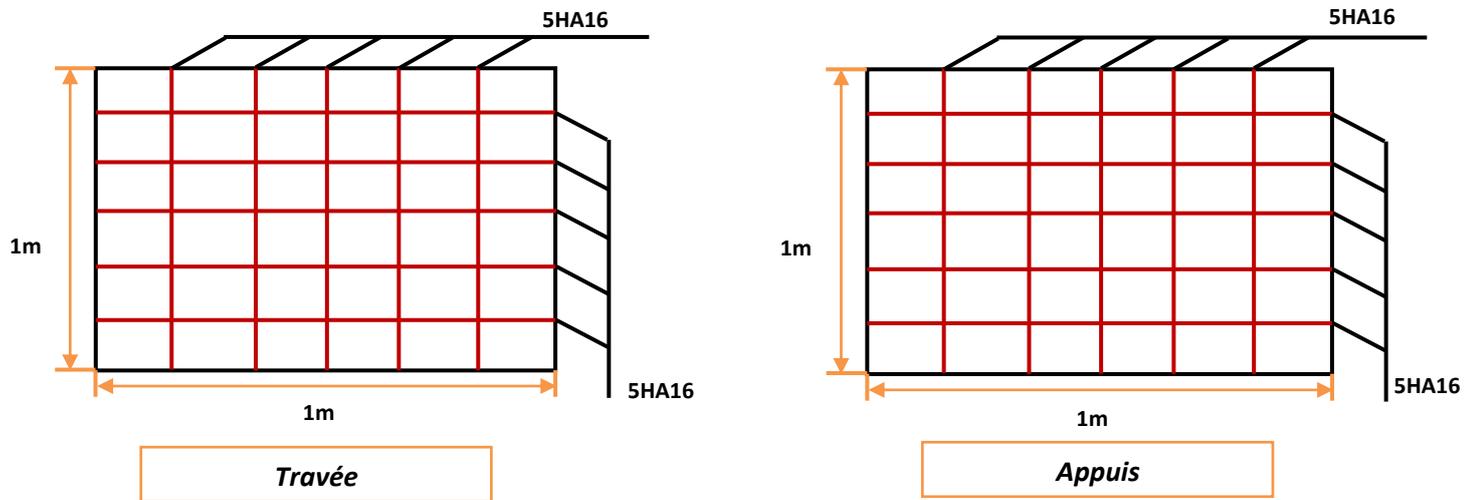


Figure (VI.9) : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée.

3) Ferrailage des poutres (nervures)

Ce sont des poutres disposées le long de radier, elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 80\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \end{array} \right.$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 60cm,

Pour calculer ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations en utilisons la méthode des lignes de rupture.

a) Transmission des charges des dalles aux poutres

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45^0 avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand coté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi- travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Tableau (VI.12) :Expression de P_M .

	Elément	Trapèze	Triangle
$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.99$	P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

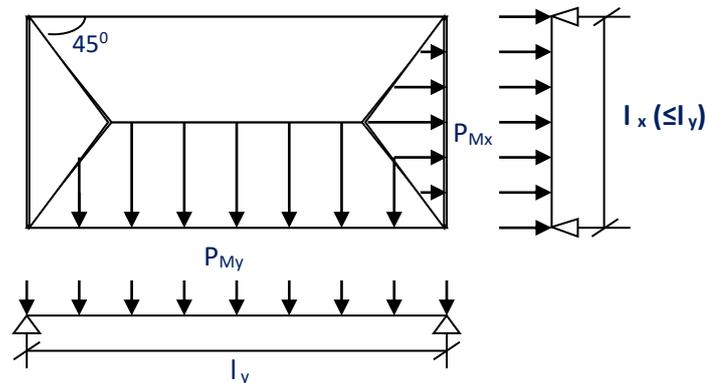


Figure (VI.10) : Schéma de statique de panneau.

Remarque : pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent

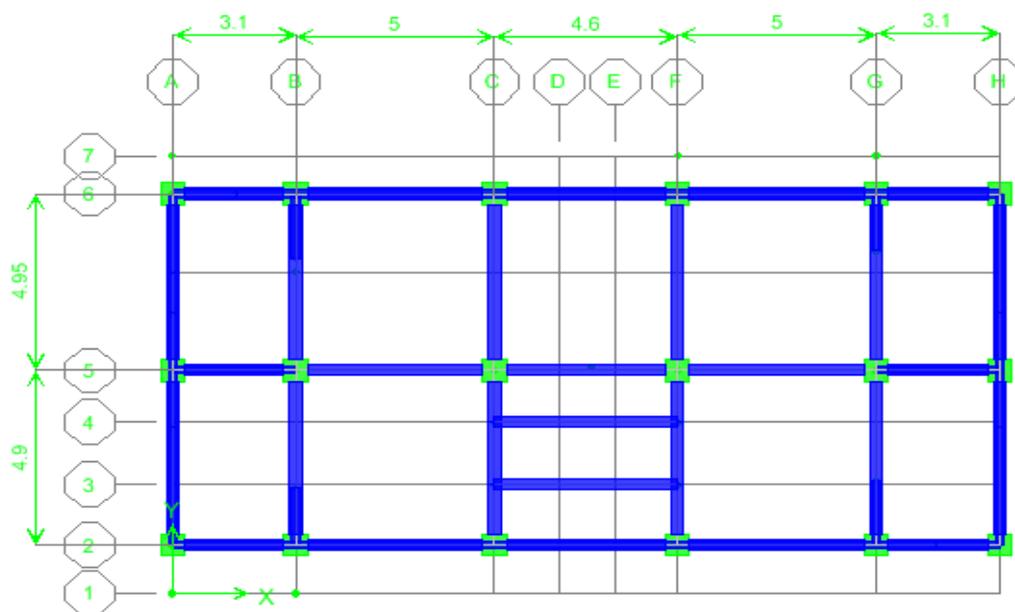


Figure (VI.11) : Schéma de la base de la structure.

➤ ELU

1) Sens X-X

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.13) : Détermination des efforts Sens X-X

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A—B	0.62	0.63	163.97	84.71	84.71	169.43
B—C	1.01	1.02	163.97	136.64	136.64	273.28
C—F	0.93	0.94	163.97	125.71	125.71	251.42
F—G	1.01	1.02	163.97	136.64	136.64	273.28
G—H	0.62	0.63	163.97	84.71	84.71	169.43

2) Sens Y-Y

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.14) : Détermination des efforts Sens Y-Y

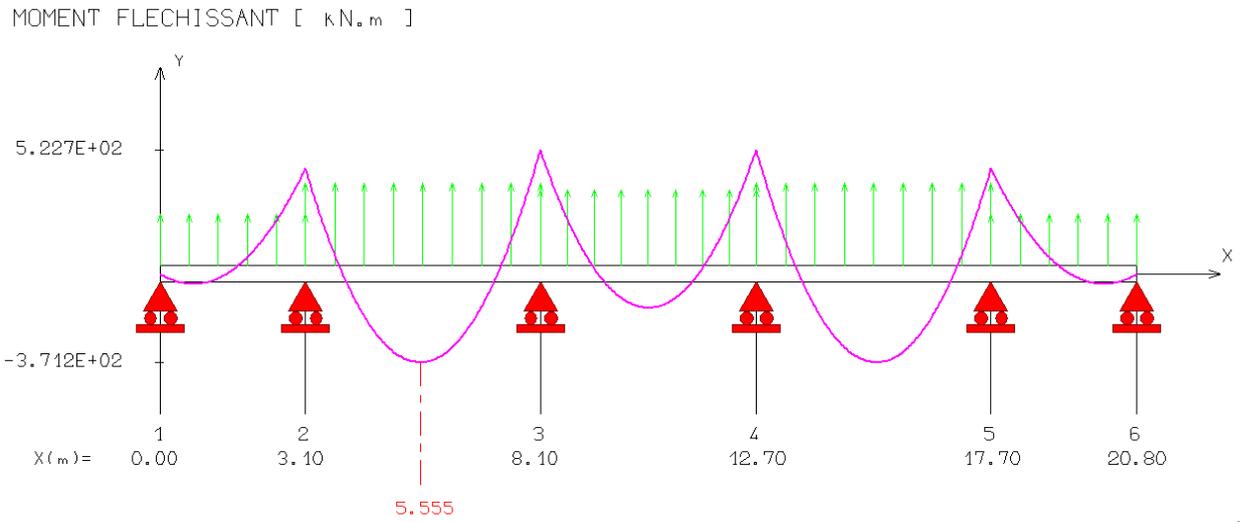
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
2-5	0.98	0.98	163.97	133.9	133.9	267.817
5-6	0.99	0.99	163.97	135.275	135.275	270.55

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

Tableau (VI.15) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN. m)	522.7	371.2	470.8	816.3
T_u (KN)	699.0	699.0	834.5	822.7

Sens X-X



Sens Y-Y

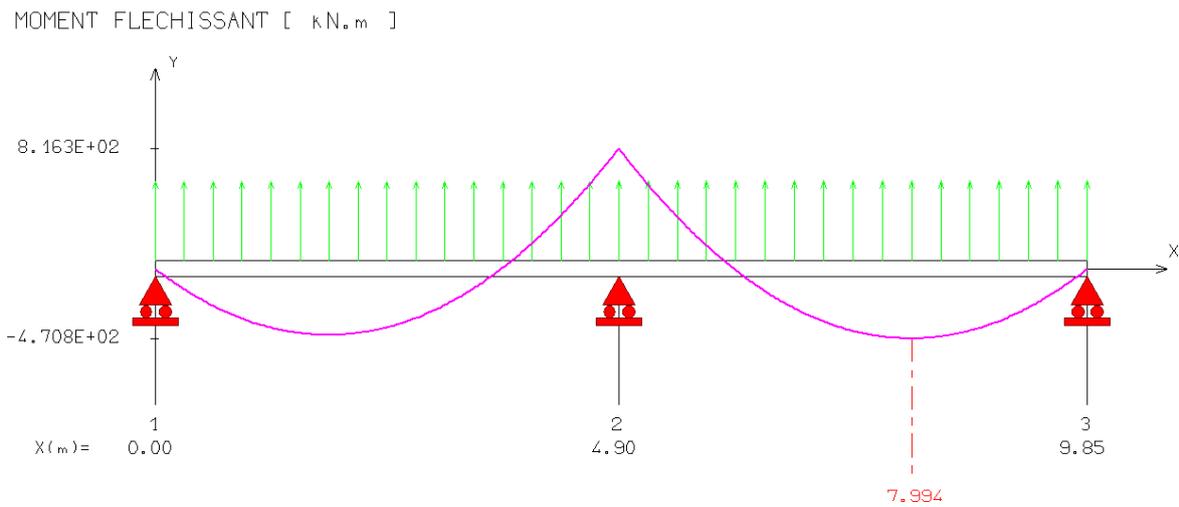


Figure (VI.12) : diagrammes des moments sens X-X et Y-Y à L'ELU

➤ ELS

1) Sens X-X

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.16) : Détermination des efforts Sens X-X

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
A—B	0.62	0.63	119.67	61.83	61.83	123.66
B—C	1.01	1.02	119.67	99.72	99.72	199.45
C—F	0.93	0.94	119.67	91.747	91.747	183.49
F—G	1.01	1.02	119.67	99.72	99.72	199.45
G—H	0.62	0.63	119.67	61.83	61.83	123.66

Sens Y-Y

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.17) : Détermination des efforts Sens Y-Y

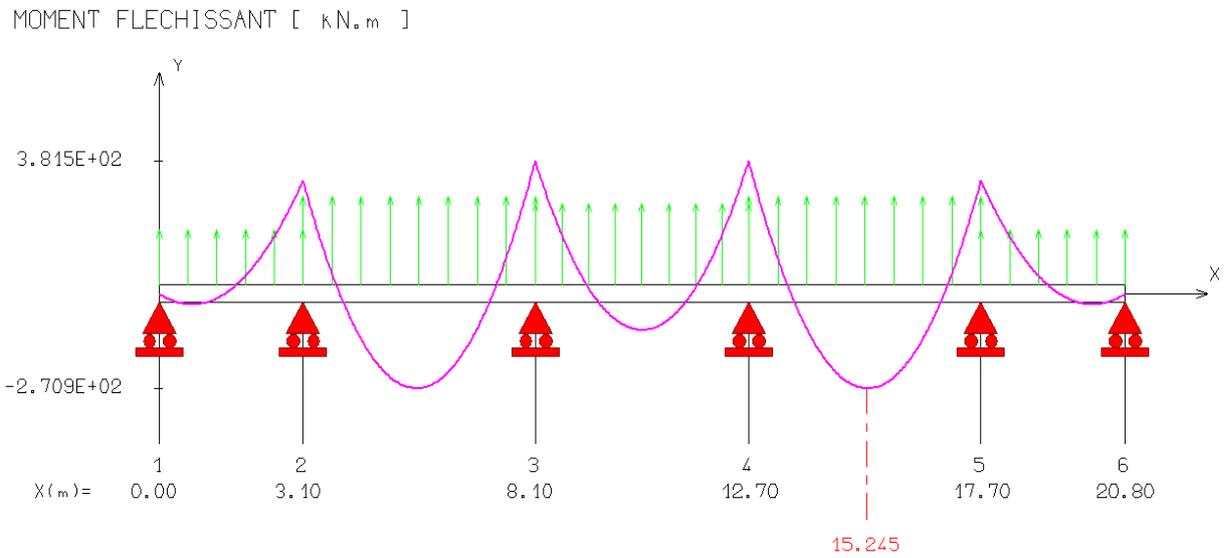
travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
2-5	0.98	0.98	119.67	97.73	97.73	195.46
5-6	0.99	0.99	119.67	98.72	98.72	197.45

A partir de logiciel RDM 6 on tire les valeurs des moments et des efforts tranchants maximaux en travée et sur appuis :

Tableau (VI.18) : Sollicitation des moments et des efforts tranchants à L'ELS

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _{ser} (KN. m)	381.5	270.9	595.7	343.6
T _{ser} (KN)	510.1	510.1	609	600.5

Sens X-X



Sens Y-Y

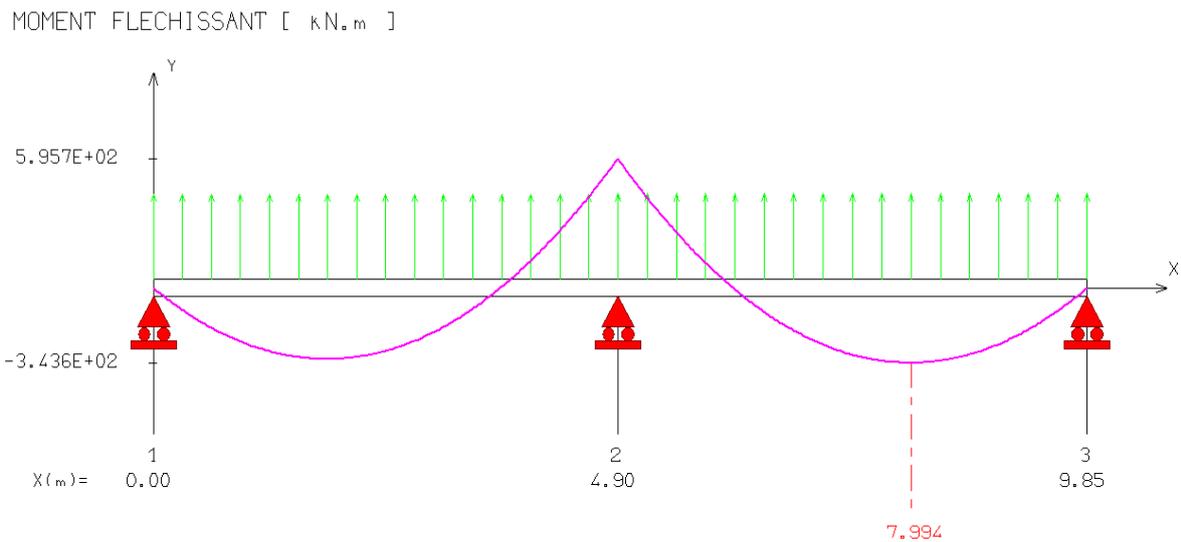


Figure (VI.13) : diagrammes des moments Sens X-X et Y-Y à L'ELS

b) Dimensionnement des nervures

La section de la nervure est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{4.95}{10}; \frac{5}{2} \right) \rightarrow b_1 = 0,40 \text{ m} \rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 1.4 \text{ m}$$

$$h = 80 \text{ cm} ; h_0 = 30 \text{ cm} ; b_0 = 60 \text{ cm} ; C = 2.5 \text{ cm} ; d = 0,9h = 72 \text{ cm}$$

c) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 12.17 \text{ cm}^2$$

VI .8) Calcul du ferrailage

a) Armatures longitudinales

➤ A l'ELU

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

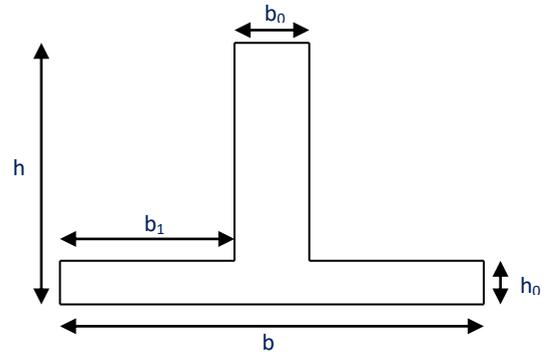


Figure (VI.14) : Section de la nervure.

Tableau (VI.19) : Calcul de ferrailage L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN. m)	522.7	371.2	470.8	816.3
Section	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)
μ_{lu}	0.289	0.289	0.289	0.289
μ_{bu} < μ_{lu}	0.050 ≤ 0.316	0.036 ≤ 0.289	0.046 ≤ 0.289	0.079 ≤ 0.289
Z (m)	0.69	0.70	0.70	0.68
A_s (cm²)	21.76	15.23	19.32	34.49
A_{min} (cm²)	12.17	12.17	12.17	12.17
Choix des barres	10 HA20	10HA20	10HA20	5HA20 + 5HA25
As adopté (cm²)	31.42	31.42	31.42	40.25
espacement (cm)	10	10	10	10

b) Armatures transversales

➤ Diamètre des armatures transversal

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{\phi_{20}}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ On choisit 3 cadre de } \phi 8 \text{ sens x-x et sens y-y.}$$

➤ **Espacement minimal**

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 : - En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = 24\text{cm}$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 40\text{cm}$

On prend : - En zone nodale et en travée $S_t = 15\text{cm}$

-En dehors de la zone nodale $S_t = 20\text{cm}$

VI.9) Vérification

✓ **A l'ELU**

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 12.17\text{cm}^2$$

$$A_L = A_T = 31.42\text{cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant

($T_U = 834.5 \text{ KN}$).donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec

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

$$\tau_u = 0.82\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

✓ **A l'ELS :**

a) Vérification des contraintes (fissuration préjudiciable)

▪ **Dans le béton :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

▪ **Dans l'acier :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.6\text{MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VI.20) : Vérification des contraintes à L'ELS

	Sens	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Appuis	X-X	381.5	18.90	1643941.41	4.38	184.83	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	Y-Y	595.7	18.90	1643941.41	6.84	188.95	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Travée	X-X	270.9	18.90	1643941.41	3.11	131.25	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	Y-Y	343.6	20.98	2002532.02	4.38	159.95	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

schéma

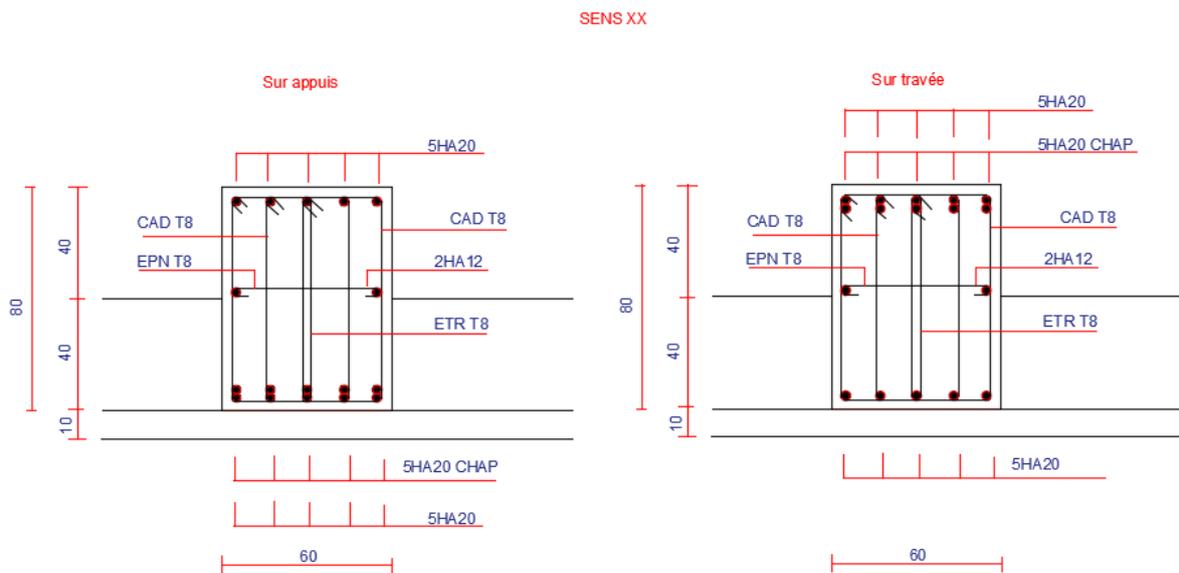


Figure (VI.15) : Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

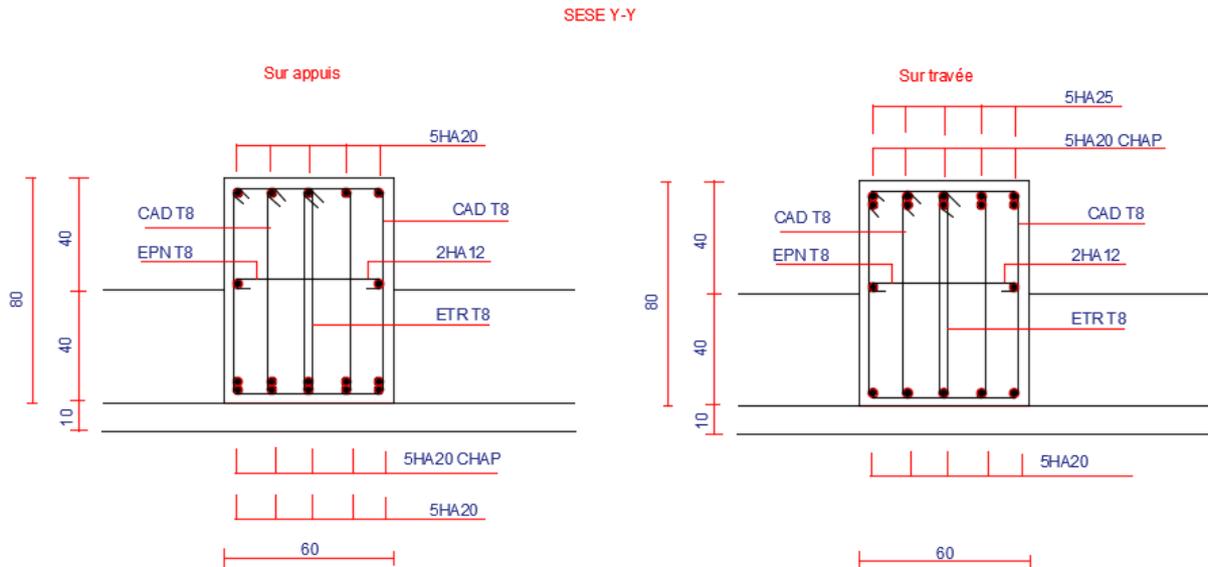


Figure (VI.16) : Schéma de ferrailage des nervures sens y-y

VI.10) Etude de voile périphérique

1) Introduction

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3.06 m, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

2) Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

3) Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 3.4 m

4) Détermination des sollicitations

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Données

Poids volumique : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 15^\circ$

La charge éventuelle : $q = 5 \text{ KN/m}^2$

b) Poussée due aux terres

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.589$$

$$H=0\text{m} \quad \sigma_h = 0\text{kN/m}^2$$

$$H=3.4\text{m} \quad \sigma_h = 36.04 \text{ kN/m}^2.$$

c) Poussée due aux surcharges

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 0.589 \times 5 = 2.94 \text{ KN/m}^2.$$

5) Méthode de calcul

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

✓ Contrainte totale :

➤ ELU : $\sigma_u = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 4.41 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\min}$

$$\sigma_u = 1.35\sigma_{h(3.4)} + 1.5\sigma_q = 53.06 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 28.74 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS : $\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.94 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\min}$

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_{h(3.4)} + \sigma_q = 38.98 \text{ kN/m}^2 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 20.96 \text{ kN/m}^2$$

6) Ferrailage du voile

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$L_x = 5 \text{ m} \quad L_y = 4.95 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.99 ; 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{\text{moy}} \times l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y .sont données par le BAEL.

Ventilation des moments

-Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$)

-Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_x$)

✓ Ferrailage minimal:

➤ Selon le RPA2003 (Art. 10.1.2), le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{\text{RPA}} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100 / 100 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008.b.h = 1,6\text{cm}^2/\text{ml}.$$

- ✓ Evaluation des moments :
- ✓ Evaluation des moments :

Tableau (VI.21) : Moment longitudinale et transversale.

	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	A	μ_x	μ_y	$\sigma(\text{KN/m}^2)$	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{MN.m})$
ELU	5	4.95	0.99	0.0376	0.9771	28.74	27.01	26.39
ELS	5	4.95	0.99	0.0449	0.9847	20.96	23.52	23.16

a) Calcul des armatures

➤ à l'ELU

Tableau (VI.22) : Ferrailage du voile à L' ELU.

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Armatures longitudinales				
$M_u(\text{kN.m})$	13.50	20.25	13.19	19.79
$A_v(\text{cm}^2/\text{ml})$	2.19	3.32	2.14	3.24
$A_{\min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté (cm^2)	5.65	5.65	3,93	3,93
Armatures transversales				
$A_H(\text{cm}^2)$	1.41	1.41	0.98	0.98
Choix de Φ	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
A_H adopté (cm^2)	2.51	2.51	2.51	2.51

b) Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU

- ✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{P_i \cdot L}{2} = \frac{28.74 \times 5}{2} = 71.85 \text{ kN}$$

$$\tau_u \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 MPa \\ 5 MPa \end{array} \right. \quad ; \tau_u = V_u / b_0 \cdot d$$

➤ Armatures transversales :

Aucune armature transversale n'est requise car:

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage

- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivant :

$$\tau_u = \frac{71,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,399 \text{ MPa} \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,15} = 1,52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau (VI.23) : Vérification des contraintes à l'ELS

		position	M _{ser} (kN.m)	A _{ado} (cm ²)	σ _b (Mpa)	σ _b ⁻ (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _s (Mpa)
Sens XX	Appuis		11.76	5.65	3.02	15	126.76	201.6
	Travée		17.64	5.65	4.53	15	190.15	201.6
Sens YY	Appuis		11.58	3,93	3.42	15	177.04	201.6
	Travée		17.37	3,93	5.14	15	180.13	201.6

- Le ferrailage obtenu est représenté dans la figure suivante :

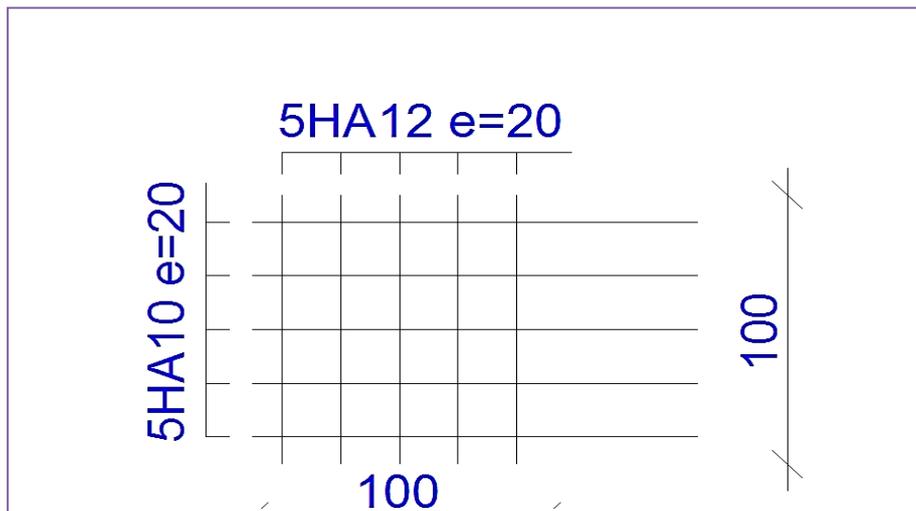


Figure (VI.17) :Schéma Ferrailage de voile périphérique.

❖ Conclusion :

- ✓ la reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation.
- ✓ le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut bien comprendre son comportement vis à vis le séisme.
- La modélisation avec le logiciel *ETABS 9.7* nous a permis d'apprendre beaucoup des choses à savoir :
 - Le comportement et le mouvement de la structure.
 - Estimation de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation (βQ) à inclure comme étant une masse additionnelle.
- Ce travail nous a incité à ce documenter d'avantage pour paraitre à toute difficultés rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

❖ Documentation :

- ✓ B.A.E.L91 Béton Armé à l'état limite.
- ✓ Pratique de B.AE.L91 cours avec exercices corrigés.
- ✓ Cours de l'université.
- ✓ Mémoires de fin d'études.
- ✓ Code de béton armé (CBA93).

❖ Livres :

- ✓ Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA.
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment..... HENRY THONIER.
- ✓ Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI.
- ✓ Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).....Jean Perchat –Roux

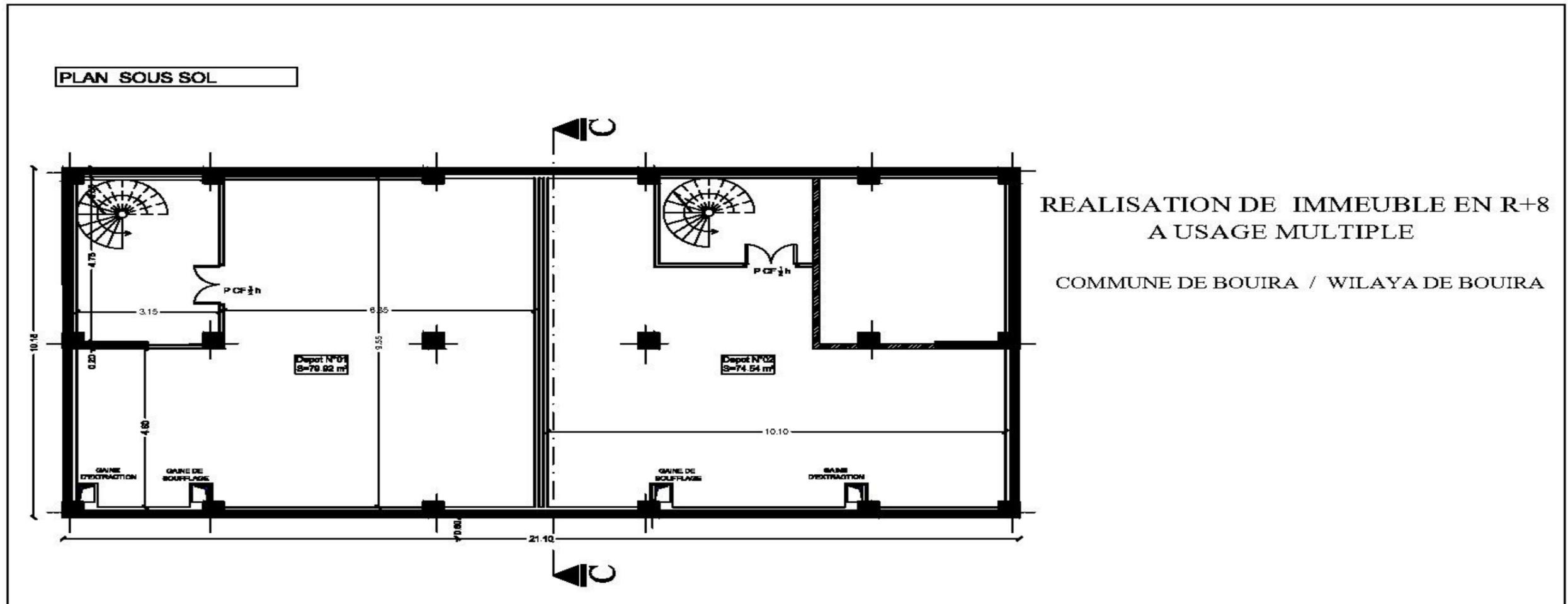
❖ Règlements utilisés :

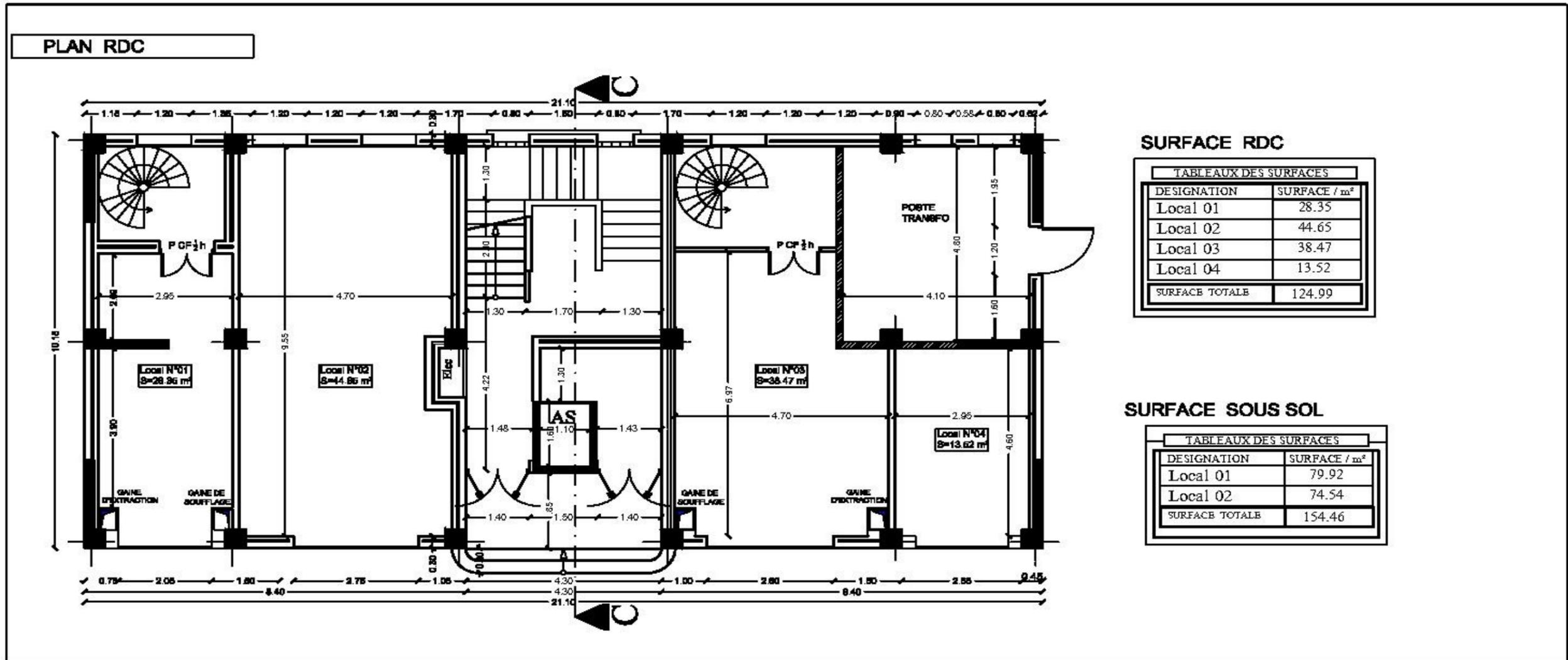
- ✓ Document technique réglementaire (DTR Bc 22 : Charges et surcharges).
- ✓ Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003).
- ✓ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- ✓ Document technique réglementaire (DTR Bc2.331 : règles de calcul des fondations superficielles).
- ✓ Norme : NF P94-056.1996, NFP-94-093.

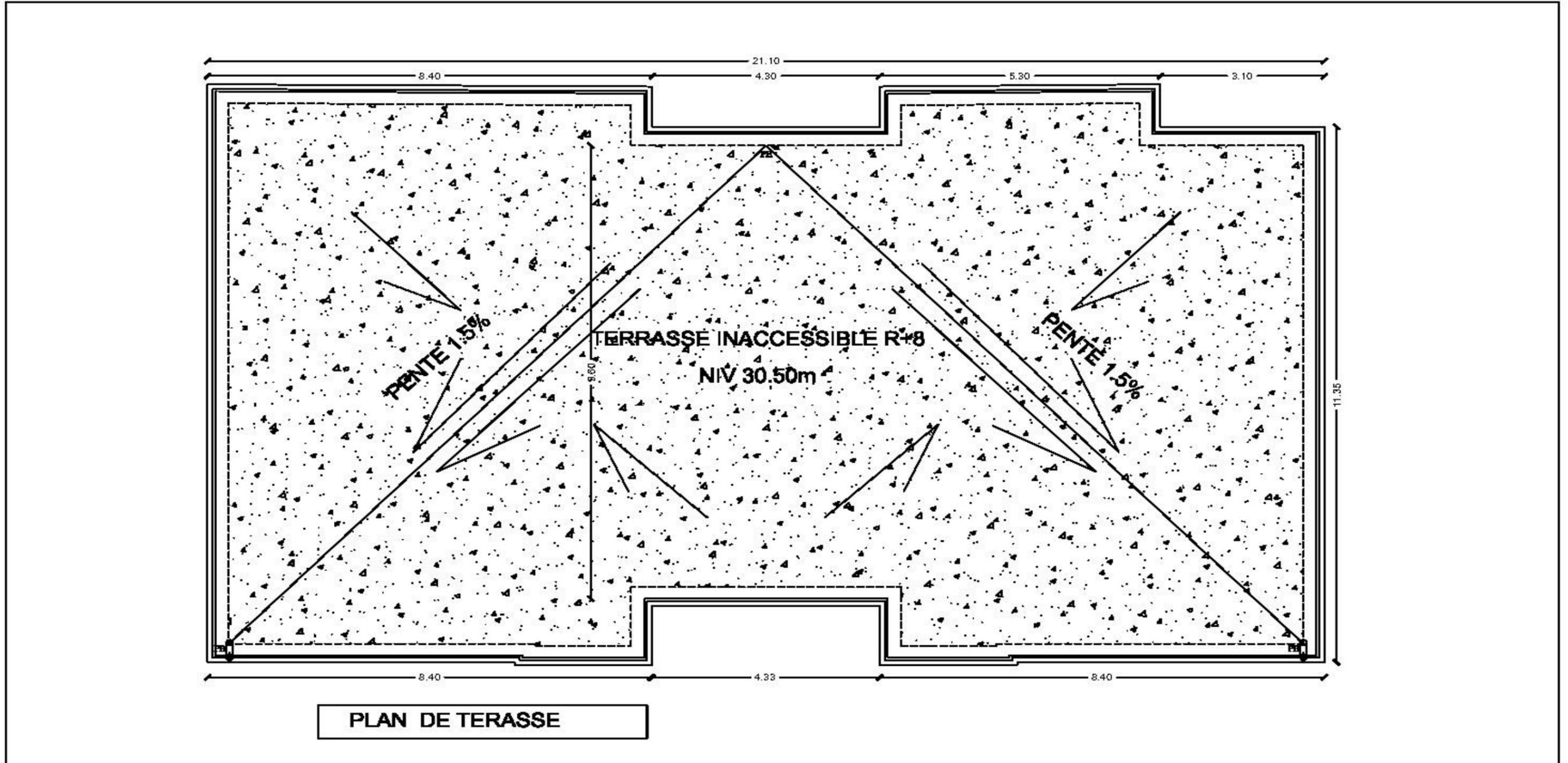
❖ Logiciels utilisés :

- ✓ CSI ETABS V 9.7.0
- ✓ SOCOTEC
- ✓ AutoCAD 2016
- ✓ Microsoft Word 2016
- ✓ Microsoft Excel 2007
- ✓ RDM 6

Annexes

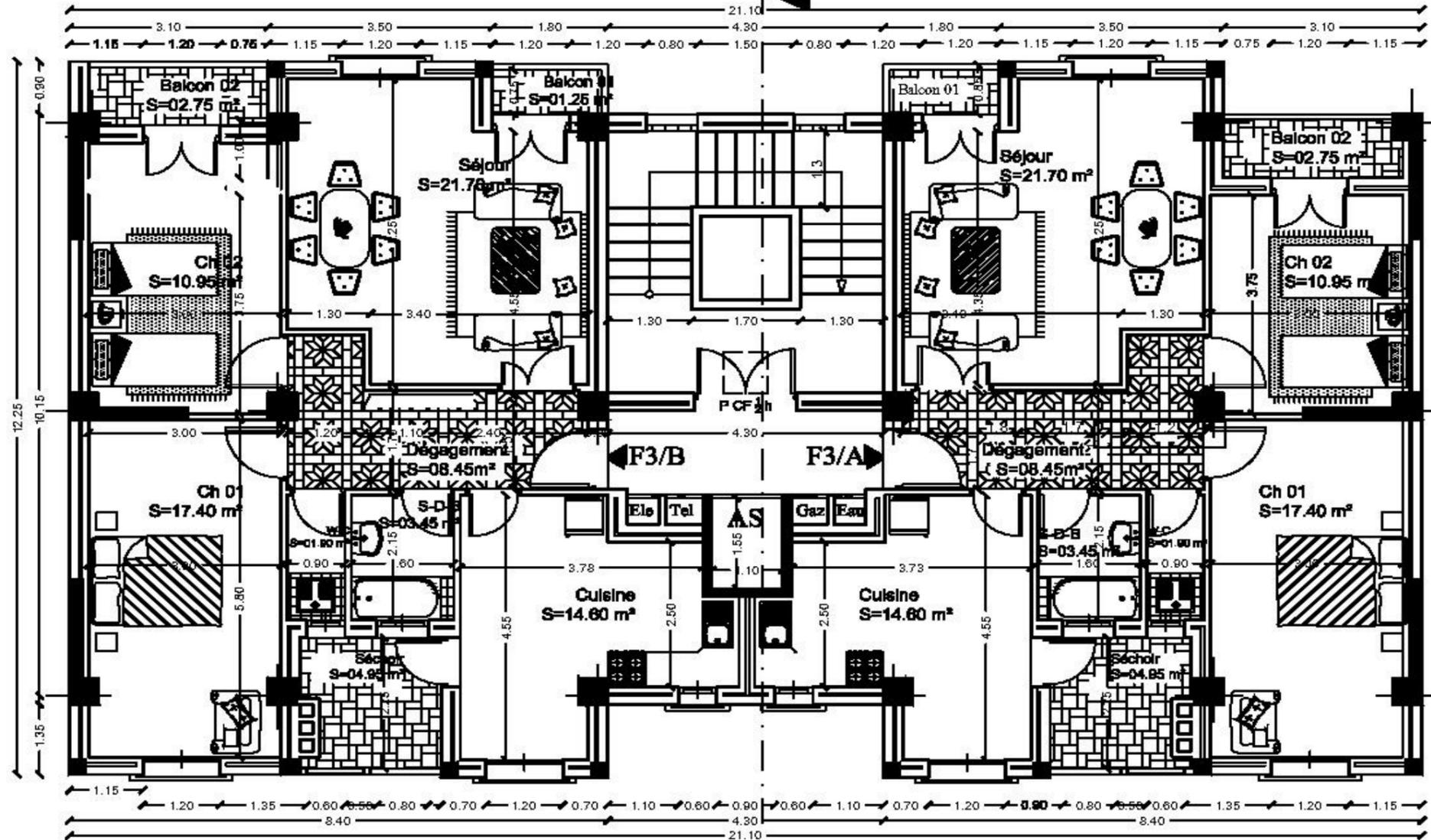


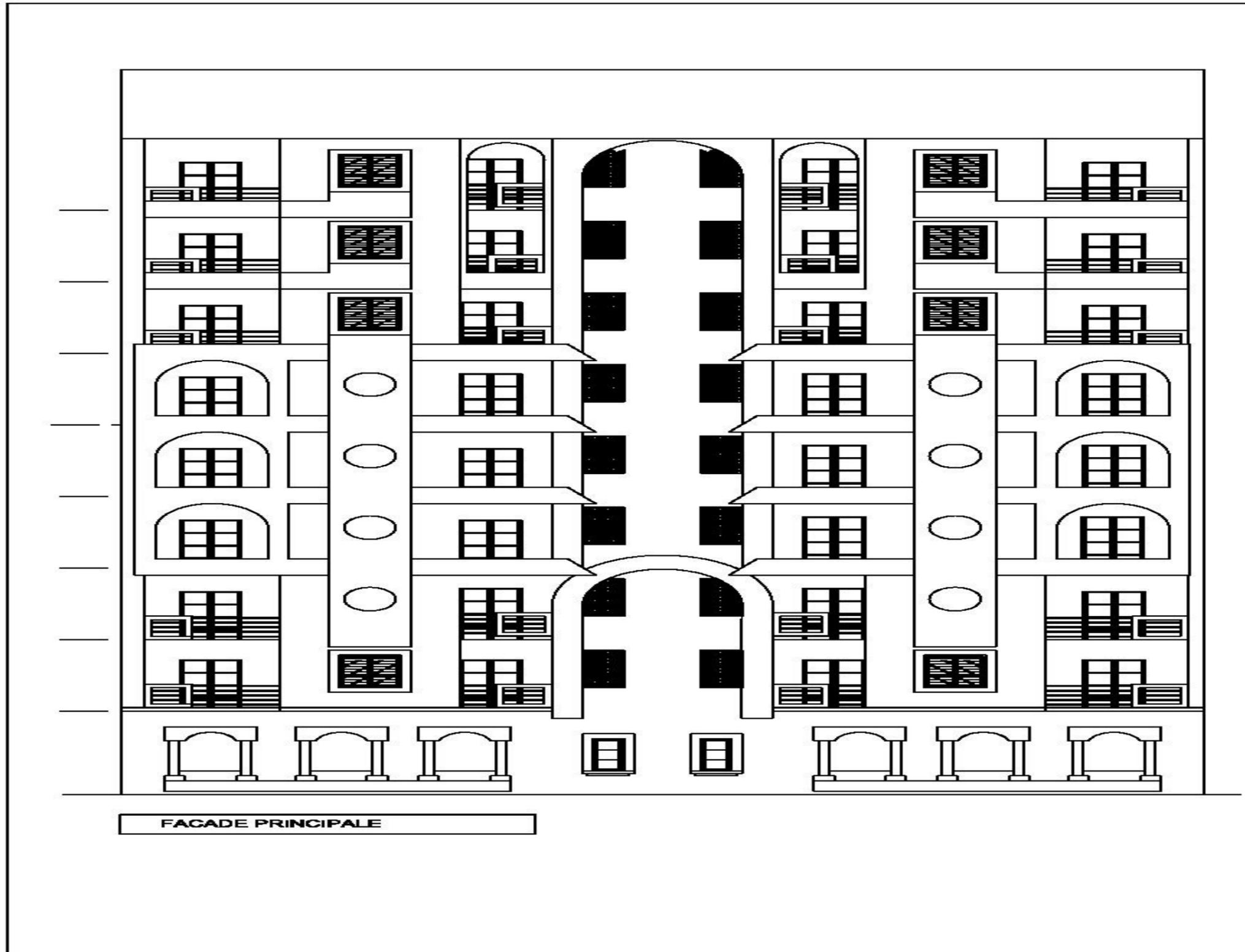


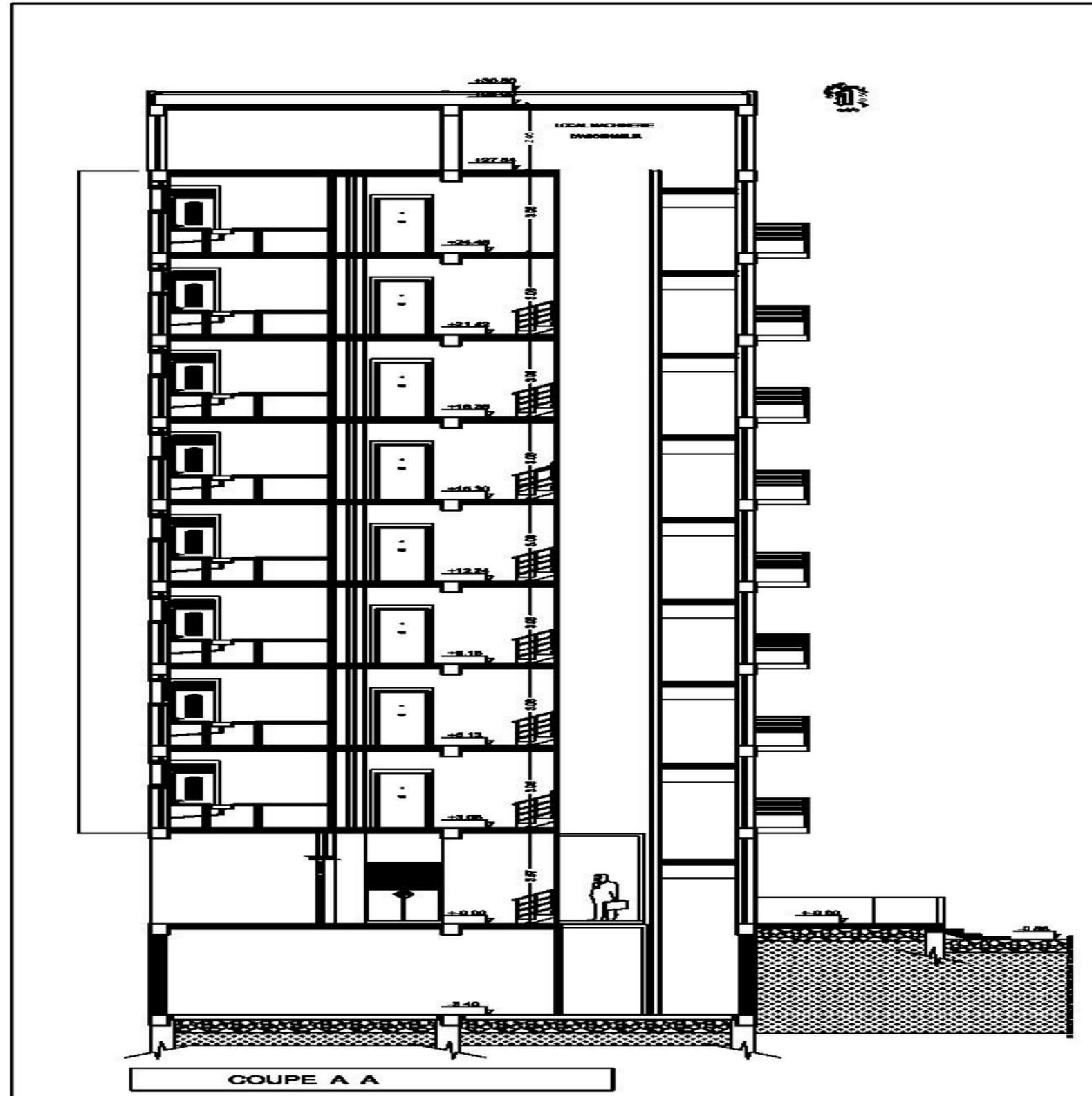


PLANS 1/2/3/4/5/6/7/8 eme ETAGES

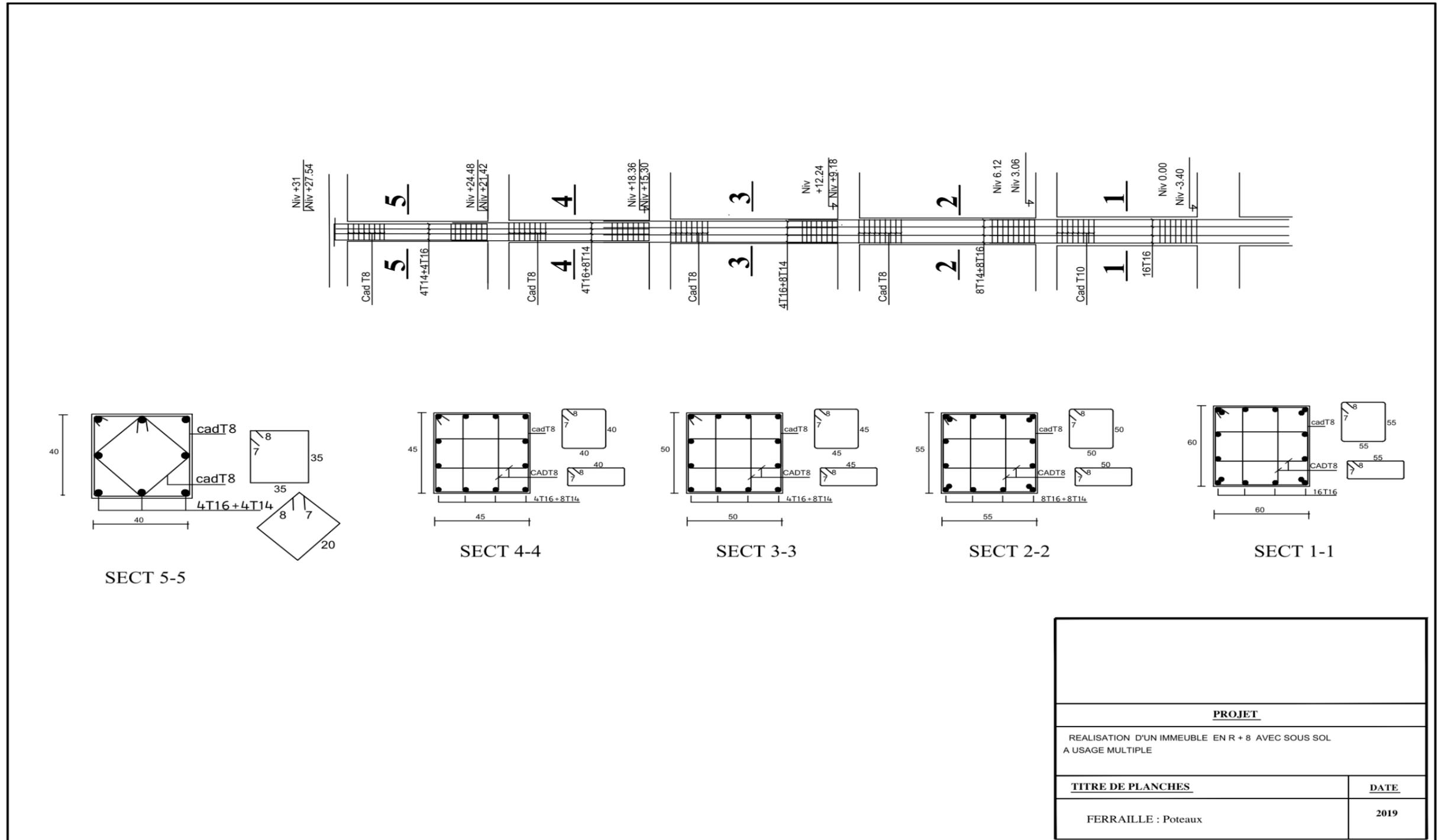
TABLEAU DES SURFACES		
LOGEMENTS	F3/A	F3/B
DESIGNATION	SURFACE / m ²	
SEJOUR	21.70	21.70
CHAMBRE 01	17.40	17.40
CHAMBRE 02	10.95	13.48
CUISINE	14.60	14.60
S.D.B	03.45	03.45
W.C	01.90	01.90
DEGAGEMENT	08.45	08.45
SURFACE HABITABLE	75.55	75.55
SECHOIR	04.95	04.95
BALCON 01	01.25	01.25
BALCON 02	02.75	02.75
SURFACE TOTALE	83.15	83.15







Annexe II : Schémas de ferrailage

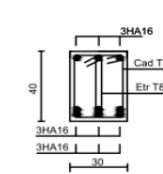


PROJET	
REALISATION D'UN IMMEUBLE EN R + 8 AVEC SOUS SOL A USAGE MULTIPLE	
TITRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLE : Poteaux	2019

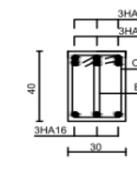
POUTRES PRINCIPALE



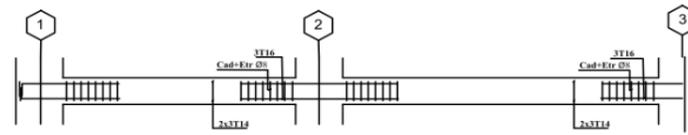
EN TRAVEES



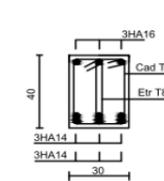
EN APPUIS



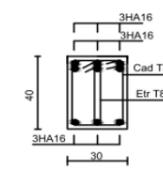
POUTRES SECONDAIRE



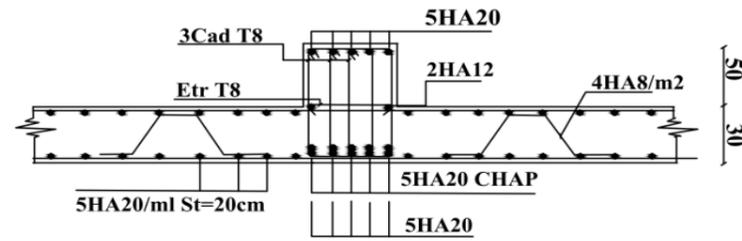
EN TRAVEES



EN APPUIS

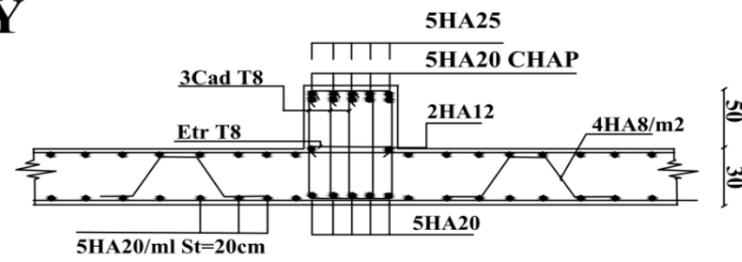


 REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE AKLI MOHANEJ OULHADJ -BOUIRA- DEPARTEMENT:GENIE CIVIL OPINS BATIMENT	
PROJET	
REALISATION D'UN IMMEUBLE EN R + 8 AVEC SOUS SOL A USAGE MULTIPLE	
<u>TITRE DE PLANCHES</u>	<u>DATE</u>
FERRAILLAGE : Poutres	2019

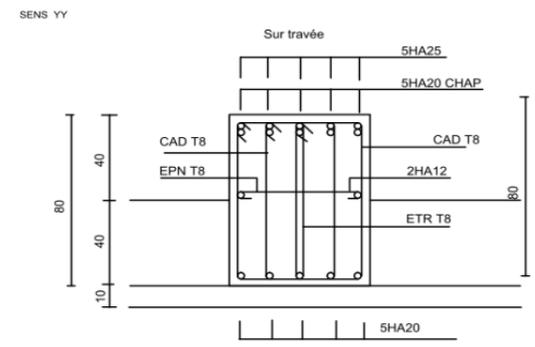
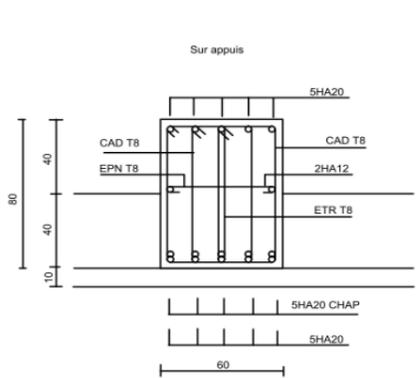


Appuis

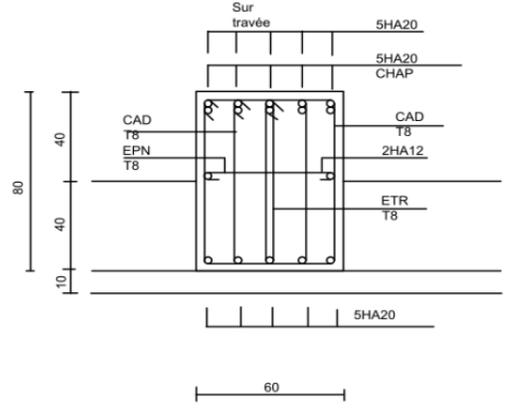
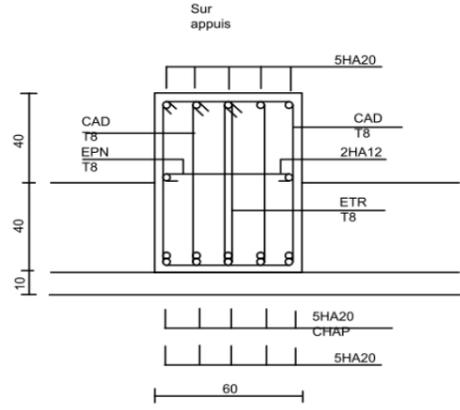
SENS YY



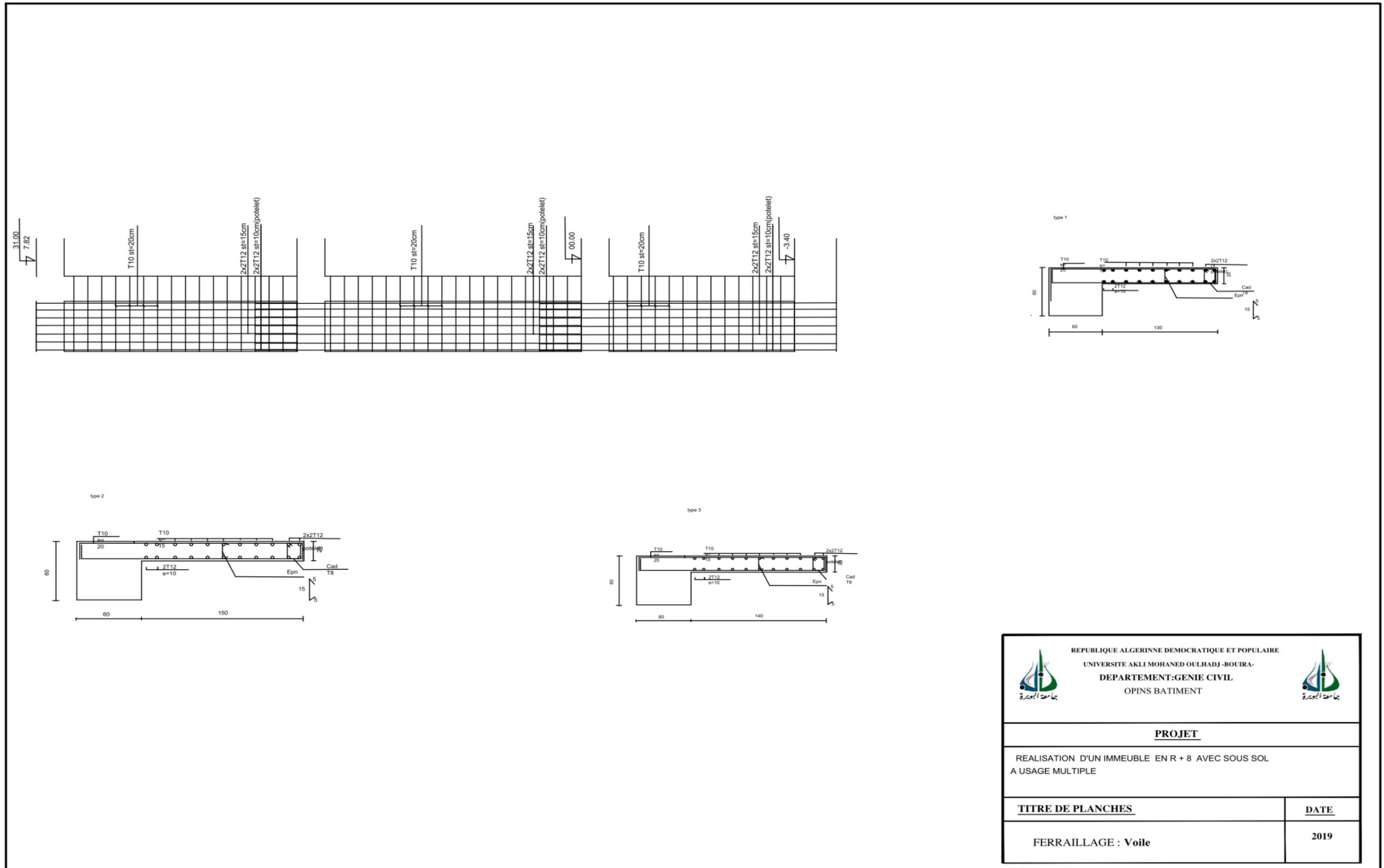
Travée



SENS XX



 DEPARTEMENT: GENIE CIVIL OPINS BATIMENT	
PROJET	
REALISATION D'UN IMMEUBLE EN R + 8 AVEC SOUS SOL A USAGE MULTIPLE	
TITRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLAGE : INFRASTRUCTURE	2019



 REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE AKLI MOHANEJ OULHADJ -BOUIRA- DEPARTEMENT:GENIE CIVIL OPINS BATIMENT 	
PROJET	
REALISATION D'UN IMMEUBLE EN R + 8 AVEC SOUS SOL A USAGE MULTIPLE	
TITRE DE PLANCHES	DATE
FERRAILLAGE : Voile	2019