

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Sciences et Technologie



N° Ref :

**Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de Master**

Spécialité : GÉNIE CIVIL (Structure)

**CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN BÂTIMENT RDC+12+S-
SOL PAR UNE ANALYSE DYNAMIQUE ET
STATIQUE NON LINÉAIRE**

Réalisé par :

- MERABTANE MAHFOUD

- AHMED BRIKA

Soutenu devant le jury :

Mr. RABEHI Mostefa

Président

Mr. LECHEHEB Mostefa

Examineur

Mr. GUETTICHE Abdelheq

Promoteur

Année universitaire : 2019/2020

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma grande mère

*A mes parents : source d'affectation de courage et
d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir
atteindre ce jour.*

A tous mes frères SALAH, HICHAM et ma sœur HOUDA

A toute la famille BRIKA.

A mes amis : SELF et WALID

*A toute la promotion 2020, et à tous mes amis sans
exception.*

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

AHMED

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon père « Dieu ait son âme »

*A ma mère : source d'affectation de courage et
d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir
atteindre ce jour.*

A tous mes frères ...

A toute la famille MERABTANE.

A mes amis : SELF et WALID

*A toute la promotion 2020, et à tous mes amis sans
exception.*

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

MAHFOUD

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Dr. Guettiche Abdelheq pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

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

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

Liste des symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone.
A_s	Aire d'une section d'acier,
A_t	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
E_s	Module d'élasticité de l'acier,
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente.
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
N	Effort normal
N_u	Effort normal de calcul ultime
S_t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période
R	Coefficient de comportement
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême
e	épaisseur
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
	Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude

En minuscules :

Ø	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension

ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{st} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement,
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET	
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....	4
I.2.1. Dimensions en plan :	4
I.2.2. Dimensions en élévation.....	9
I.2.3. Système structural	9
I.3. CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE	9
I.4. LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE	9
I.4.1. Les planchers	9
I.4.2. La maçonnerie... ..	9
I.4.3. Terrasse.....	9
I.4.4. Revêtements	9
a) Terrasse.....	9
b) Étage courant	9
c) Murs extérieurs (double paroi)	9
I.4.5. Escaliers	10
I.4.6. Ascenseur	10
I.4.7. Ossature contreventée	10
I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	11
I.5.1. Béton.....	11
I.5.2. L'acier.....	14
I.5.2.2. L'allongement relatif de l'acier	16
I.6.1. à L'E.L.U	16
I.6.2. A L'E.L.S	16

I.7. NOTION D'ETAT LIMITES.....	16
I.7.1. Les états limites ultimes	17
I.7.2. Les états limites de service	17
I.8. ACTIONS ET SOLLICITATIONS	17
I.8.1. Actions.....	17
I.8.2. Sollicitations	18
I.9. REGLES DE CALCUL.....	18
I.10. METHODOLOGIE DE CALCUL	18
I.11. CONCLUSION	19

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. INTRODUCTION	20
II.2. LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	
II.2.1. les planchers	20
II.2.1.1. Plancher en corps creux	20
Les poutrelles	21
II.2.1.2. Plancher dalle pleine	22
II.2.2. Les escaliers	23
II.2.2.1. Caractéristiques techniques	23
II.2.2.2. Dimensionnement	23
Escalier type (I) RDC + EC	23
Escalier type (II) sous-sol... ..	24
II.2.3. pré dimensionnement de l'acrotère	26
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX	27
II.3.1. pré dimensionnement des poutres	27
II.3.1.1. Les poutres principales	27
II.3.1.2. Les poutres secondaires (Chaînages)	28
II.3.2 Les voiles	29
II.3.3. Les Poteaux	30

II.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	30
II.4.1. Les Planchers	30
• Plancher terrasse	30
• Plancher étage courant.....	31
• Dalle pleine	32
II.4.2. Balcon	32
II.4.3. Cloisons extérieures	33
II.4.4. L'escalier	33
II.5. DESCENTE DE CHARGES	34
II.5.1. Loi de dégression	35
II.5.2. Vérification de la section de poteau	40

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION	41
III.2. ACROTERE	41
III.2.1. Évaluation des charges.....	41
III.2.2. Calcul des efforts	42
• La combinaison accidentelle.....	43
• Calcul de l'excentricité	43
III.2.3. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE.....	43
III.2.3.1. Armatures longitudinales.....	43
E.L.U.....	43
E.L.S	46
III.3. LES ESCALIERS	48
III.3.1. Escalier type 1 : étage courant + RDC.....	48
• Charges et surcharges	48
• Schéma statique	48
• Combinaisons des charges.....	48
• Calcul des sollicitations	49

• Calcul des réactions	49
• Calcul des moments et efforts tranchants	50
• paillasse 2.....	52
• Calcul des réactions	52
• Calcul des moments et efforts tranchant.....	53
• Calcul des armatures	55
• Armatures longitudinales	56
• Condition de non fragilité	56
• Pourcentage minimal	56
• Vérification de l'effort tranchant	57
• Les armatures de répartition	57
• Espacement entre les armatures.....	57
• Vérification à L'E.L.S	57
• Vérification des contraintes	57
• Vérification de la flèche (BAEL 91)	58
III.3.2. Escalier type 2 : (Sous-sol)	59
• Charges et surcharges ...	59
• Schéma statique ...	59
• Combinaison des charges	59
• Calcul des sollicitations	60
• Calcul des réactions ...	60
• Calcul des moments et efforts tranchants	60
• Calcul des armatures	63
• Armatures longitudinales.....	63
• Condition de non fragilité.....	64
• Pourcentage minimal	64
• Vérification de l'effort tranchant	64
• Les armatures de répartition	64
• Espacement entre les armatures.....	65
• Vérification en E.L.S	65
• Vérification de la flèche (BAEL 91)	65
III.3.3. Etude de la poutre palière	66

• Dimensionnement Moment de torsion.....	66
• Sollicitations de la poutre palière	66
• Les charges sur la poutre	66
• La charge transmise par l'escalier	67
• Calcul de la section d'armature à la flexion simple.....	67
• Armatures Principales	67
• Contrainte de cisaillement	67
• Armatures transversales	68
• Calcul à la torsion	68
• Moment de torsion.....	68
• Contrainte de cisaillement en torsion	68
• Ferrailage longitudinal	68
• Ferrailage transversales	68
• Ferrailage global	68
• Ferrailage longitudinal.....	68
• En travée	69
• En appui	69
• Ferrailage transversal	69
• Les vérifications nécessaires.....	69
• Vérification à l'ELS	69
• Vérification de la flèche	69
III.3.4. Schéma de ferrailage.....	70
III.4. LES PLANCHERS	71
III.4.1. Généralité	71
III.4.2. Evaluation des charges appliquées a chaque nervure	71
Plancher terrasse : (terrasse inaccessible)	71
Plancher étage courant	71
III.4.3. Les combinaisons d'action.....	71
III.4.4. Type et Position des poutrelles	71
Position des poutrelles	71
Différents types de poutrelles	72

III.4.5. Méthodes de calculs.....	73
III.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles	75
III.4.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire	75
III.4.6.2. Détermination des sollicitations.....	76
Plancher terrasse	76
Plancher étage courant.....	78
III.4.7. Ferrailage des poutrelles	81
III.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse	81
E.L.U	81
• En travée	81
• En appui.....	82
• Vérification de l'effort tranchant	82
• Vérification des armatures longitudinaux en partie basse de l'appui.....	82
• Vérification de la profondeur minimale d'appui	82
• Vérification de la bielle de béton..... ..	83
• Sections minimales d'armatures inférieures sur appui.....	83
• Condition de non fragilité	83
• Pourcentage minimal	83
E.L.S	84
• Vérification des contraintes	84
• Vérification de la flèche	84
III.4.7.2. Plancher etage courant	85
• E.L.U	85
• En travée	85
• En appui	86
• Vérification de l'effort tranchant	86
• Vérification des aciers longitudinaux en partie basse de l'appui... ..	86
• Condition de non fragilité	87
• Pourcentage minimal	87
• E.L.S	87

• Vérification des contraintes	87
• Vérification de la flèche	88
• Ferrailage transversal	88
• L'espacement St.....	88
• La dalle mince.....	89
III.5. PLANCHER EN DALLE PLEINE	90
III.5.1. Evaluation des charges.....	91
III.5.2. Calcul des moments	92
III.5.3. Ferrailage de la dalle.....	92
• Espacement	92
• Condition de non fragilité	92
• Vérification de l'effort tranchant	93
III.5.4. Vérification à L'ELS	93
• Evaluation des sollicitations à l'ELS	93
• Vérification des contraintes	94
• Vérification de la flèche	94
III.6. LES BALCONS.....	95
III.6.1. Evaluation des charges.....	96
III.6.2. Calcul des moments	96
Moments sur appuis... ..	96
III.6.3. Ferrailage du balcon	97
• Espacement	97
• Condition de non fragilité	98
• Vérification de l'effort tranchant	98
III.6.4. Vérification à L'ELS	99
• Evaluation des sollicitations à l'ELS	99
• vérification des contraintes... ..	99
• Vérification de la flèche	100
III.7. L'ASCENSEUR	101

III.7.1. Prédimensionnement.....	101
• Résistance à la flexion... ..	102
• Condition de l'E.N.A	102
III.7.2. Détermination des charges et surcharges	102
III.7.3. Combinaison des charges	102
III.7.4. Calcul des efforts	102
III.7.5. Ferrailage de la dalle.....	103
Calcul des armatures transversales	104
III.7.6. Vérification... ..	104
• Vérification des contraintes	104
• Vérification de la condition de non fragilité	105
• Vérification de la flèche : (BAEL 91)	106
III.8. CONCLUSION	107

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION	109
IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE	109
IV.3. MÉTHODES DE CALCUL	109
IV.3.1. Méthode statique équivalente	110
• Conditions d'application..... ..	110
• Méthode de modélisation.....	110
• Calcul de la force sismique totale.....	111
• Estimation de la période fondamentale de la structure	112
• Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	112
• Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur..... ..	112
• Vérification des conditions d'application	113
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	114
• Principe de la méthode dynamique modale spectrale.....	114
• Modélisation	114
• Spectre de calcul... ..	115

IV.4. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE	117
IV.4.1. Présentation du logiciel ETABS	117
IV.4.2. Modélisation	117
IV.4.2.1. La structure sans voiles	118
Le comportement de la structure sans voiles	118
• Interprétation des résultats	118
IV.4.2.2. La structure avec les voiles.....	118
• La première disposition... ..	118
• Le comportement de la structure	119
• Analyse des résultats	119
• La deuxième disposition..... ..	120
• Le comportement de la structure	120
• Remarques	121
• Vérification de l'interaction voiles-portiques	121
• Sous charges verticales	121
• Sous charges horizontales.....	122
IV.4.2.3. Structure contreventée par système Mixte (voiles –portique)	124
• Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003.....	124
• Vérification de la résultante des forces sismiques	124
• Calcul des déplacements	125
• Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	127
• Vérification au renversement..... ..	128
• Effort normal réduits :	129
A) Vérification d'effort normal réduit des poteaux	130
• Vérification d'effort normal réduits des voiles	130
• Vérification de L'excentricité accidentelle.....	130
IV.5. CONCLUSION	132
 CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS	
V.1. INTRODUCTION	133
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	133

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003	133
• Coffrage	133
Les armatures longitudinales	133
• Les armatures transversales.....	135
V.2.2. Sollicitation de calcul	136
• Exemple de calcul.....	136
• Armatures longitudinales.....	136
• Calcul de l'excentricité	136
• Les armatures transversales	138
V.2.3. Vérifications.....	140
• Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme.....	140
• Vérification aux sollicitations tangentiels.....	141
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	142
V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003... ..	142
• Armatures longitudinales.....	142
• Armatures transversales.....	143
V.3.2. Ferrailage des poutres	143
V.3.2.1. Poutre principale	143
• Exemple de calcul	143
• Les armatures longitudinales	143
• Ferrailage en travée	143
• Ferrailage en appui... ..	144
• Condition de non fragilité	144
• Armatures minimales.....	144
• Armatures maximales... ..	144
• Calcul du ferrailage transversal	144
V.3.3. Vérifications	146
V.3.3.1. Poutres principales.....	146
• Vérification des contraintes tangentiels.....	146

• Vérification à l'ELS	146
• Vérification de la compression du béton	147
d) Vérification de la flèche	147
V.3.3.2. Poutre secondaire	148
• Vérification des contraintes tangentielles	148
• Vérification à l'ELS.....	148
e) Vérification de la compression du béton	149
V.3. FERRAILLAGE DES VOILES	149
V.3.1. recommandations de la RPA99 V 2003	150
Combinaisons	151
Armatures verticales... ..	151
Armatures horizontales	151
Règles communes... ..	152
V.3.2. Exemple de calcul... ..	152
• Détermination des contraintes	153
• Calcul du ferrailage	154
• Zone d'about.....	154
• Zone courante	154
• Récapitulation.....	155
• Armatures minimales.....	155
• Exigences de RPA 99 v 2003	155
• Armatures horizontales.....	155
• Armatures transversales.....	156
• Vérification des contraintes de cisaillement	156
- BAEI 91	156
- RPA99 révisé 2003	156
• Vérification à l'ELS	156
V.3.3. ferrailage des voiles	156
- Les voiles de RDC	156
- Ferrailage de voile V_x	156

- Ferrailage de voile V_{Y1}	158
- Ferrailage de voile V_{Y2}	159
- Ferrailage de voile V_{Y3}	161
- Les voiles de 4 ^{ème} étage	163
V.4. CONCLUSION	166

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION.....	167
VI.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION.....	167
VI.2.1. Vérification de semelle isolée	167
VI.2.2. Radier général.....	168
VI.2.2.1. Prédimensionnement de radier	169
a) épaisseur du radier	169
- Condition forfaitaire (Condition de coffrage)	169
- Condition de rigidité.....	169
- Condition de cisaillement.....	170
b) Surface du radier.....	170
VI.2.2.2. Les Vérifications	170
a) Vérification au poinçonnement.....	171
b) Vérification au cisaillement	171
c) Vérification des contraintes dans le sol... ..	171
d) Vérification de renversement.....	172
VI.2.2.3. Ferrailage du radier.....	173
a) Calcul des sollicitations	173
b) Calcul des moments	173
c) Ferrailage de la dalle.....	174
d) Condition de non fragilité	174
e) Vérification de l'effort tranchant	175
f) Espacement	175
g) Vérification à L'ELS... ..	175
h) Vérification des contraintes	176
VI.2.2.4. Ferrailage des nervures	176

a) Calcul des efforts	176
b) Calcul des armatures	177
c) Vérification des contraintes à l'E.L.S	177
d) Vérification de la contrainte tangentielle du béton	177
e) Armatures transversales	177
f) Armatures de peau	178
VI.3. ÉTUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	179
a) Prédimensionnement.....	180
b) Calcul de la poussée des terres	180
c) Charge due à la surcharge.....	181
d) Ferrailage.....	182
• Condition de non fragilité.....	183
e) Vérification de l'effort tranchant	184
f) Espacement	184
g) Vérification à L'ELS... ..	184
VI.4. CONCLUSION	186

CHAPITRE VII : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

VII.1. INTRODUCTION.....	187
VII.2. MÉTHODE D'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE PUSH OVER.....	187
VII.2.1. Définition	187
VII.2.2. But de l'analyse Push over	188
VII.2.3. Origine de l'analyse Push over	188
VII.2.4. Formulation de l'analyse Push over	189
VII.2.5. Construction de la courbe de capacité.....	191
VII.2.6. Point de performance	192
VII.2.7. Spectre de demande	192
VII.3. LA MODELISATION PUSH OVER	193
VII.3.1. Présentation du logiciel SAP 2000.....	193
VII.3.2. Les étapes de la modélisation du comportement non linéaire.....	194

VII.3.3. Définition du comportement non linéaire des éléments.....	194
a) poteaux-poutres	194
b) Eléments voiles.....	195
VII.3.4. Définition des rotules plastiques	196
VII.3.5. Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push-over)	197
• Définition du chargement de l'analyse Push-over	197
- Sous charges gravitaires	198
- Sous charges horizontales	198
VII.4. Résultats de l'analyse push over	200
VII.4.1. Courbe de capacité de la structure (V-D).....	200
VII.4.2. Détermination du point de performance.....	200
VII.4.3. Rotules Plastiques	202
VII.4.4. Comparaison entre l'effort tranchant des deux méthodes	205
VII.5. Conclusion	205
Conclusion générale	207

Référence bibliographique

Annexe

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET

Tableau.I.1: Limite élastique en fonction du type d'acier.....	14
Tableau.I.2: Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés	14
Tableau.I.3: caractéristiques de béton armé utilisé.....	18
Tableau.I.4: Caractéristiques mécaniques du béton.....	19
Tableau.I.5: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	19

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

Tableau.II.1: évaluation de charge de l'acrotère.....	27
Tableau.II.2: Section des poteaux préalable.....	30
Tableau.II.3: Charge permanente de terrasse à corps creux.....	31
Tableau.II.4: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.....	31
Tableau.II.5: Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.....	32
Tableau.II.6: Charge permanente et d'exploitation de balcon.....	32
Tableau.II.7: Charge permanente de cloisons extérieures.....	33
Tableau.II.8: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.....	33
Tableau.II.9: Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.....	33
Tableau.II.10: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.....	34
Tableau.II.11: Charge permanente de palier de repos.....	34
Tableau.II.12: Les différentes sections de poteau E5.....	37
Tableau.II.13: La descente de charge de poteau E5.....	37
Tableau.II.14: tableau recapitulative.....	40

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1: Les sollicitations de l'acrotère.....	43
Tableau.III.2: Les combinaisons des charges d'escalier type 1.....	49
Tableau.III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 1.....	51

Tableau.III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 2.....	55
Tableau.III.5: armatures longitudinales paillasse 1.....	56
Tableau.III.6: récapitulation des résultats.....	56
Tableau.III.7: les armatures de répartition.....	58
Tableau.III.8: Vérification des contraintes à l'ELS.....	60
Tableau.III.9: Les combinaisons des charges d'escalier type 2.....	62
Tableau.III.10: Tableau récapitulatif des sollicitations de type 2.....	63
Tableau.III.13: Armatures longitudinales (type 2).....	63
Tableau.III.14: récapitulation des résultats.....	64
Tableau.III.15: les armatures de répartition.....	64
Tableau.III.16: Vérification des contraintes à l'ELS.....	65
Tableau.III.17: tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière.....	67
Tableau.III.18: Vérification des contraintes à l'ELS.....	69
Tableau.III.19: Les combinaisons d'action.....	71
Tableau.III.20: Tableau récapitulatif des résultats.....	84
Tableau. III. 21: Vérification des contraintes à l'ELS.....	84
Tableau.III.22: Tableau récapitulatif des résultats.....	87
Tableau.III.23: Vérification des contraintes à l'ELS.....	88
Tableau.III.24: Ferrailage de la dalle pleine.....	92
Tableau. III. 25: Vérification des contraintes à l'ELS.....	94
Tableau.III.26: Ferrailage de la dalle pleine.....	97
Tableau.III.27: Vérification des contraintes à l'ELS.....	100
Tableau.III.28: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage	103
Tableau.III.29: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	105

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Tableau. IV.1: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	111
Tableau.IV.2: Coefficient d'accélération de zone	115
Tableau.IV.3: Valeurs des périodes caractéristique T_1 , T_2	116
Tableau.IV.4: Valeur de facteur de qualité.....	116
Tableau.IV.5: Résumé des résultats de calcul.....	121
Tableau.IV.6: Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	122
Tableau.IV.7: Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	123

Tableau.IV.8: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	125
Tableau.IV.9: Vérification des déplacements au sens x-x.....	125
Tableau.IV.10: Vérification des déplacements au sens y-y.....	126
Tableau.IV.11: Vérification de l'effet P- Δ au sens x – x	127
Tableau.IV.12: Vérification de l'effet P- Δ au sens y – y	127
Tableau.IV.13: Vérification de renversement.....	129
Tableau.IV.14: Vérification d'effort normal réduits des poteaux.....	130
Tableau.IV.15: Vérification d'effort normal réduits des voiles	130
Tableau.IV.16: Vérification de l'excentricité.....	131

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau.V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	134
Tableau.V.2: Sollicitations dans les poteaux.....	136
Tableau.V.3: Sections des armatures longitudinales.....	138
Tableau.V.4: Sections des armatures longitudinales adopté.....	138
Tableau.V.5: Sections des armatures transversales.....	139
Tableau.V.6: Vérification aux sollicitations tangentielles.....	141
Tableau.V.7: Sollicitation de la poutre principale.....	144
Tableau.V.8: Ferrailage de la poutre secondaire.....	145
Tableau.V.9: Tableau récapitulatif de la poutre secondaire.....	146
Tableau.V.10: Vérification des contraintes à l'ELS.....	147
Tableau.V.11: Vérification de la compression du béton.....	148
Tableau.V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.....	148
Tableau.V.13: Vérification de la compression du béton.....	149
Tableau.V.14: calcul du voile Vx en SET.....	157
Tableau.V.15: calcul du voile Vx en SEC.....	157
Tableau.V.16: calcul du voile Vx en SPT.....	158
Tableau.V.17: calcul du voile Vy1 en SET.....	158
Tableau.V.18: calcul du voile Vy1 en SPT.....	159
Tableau.V.19: calcul du voile Vy2 en SET.....	159
Tableau.V.20: calcul du voile Vy2 en SPT.....	160
Tableau.V.21: calcul du voile Vy3 en SET.....	160
Tableau.V.22: calcul du voile Vy3 en SPT.....	161

Tableau.V.23: Tableau de ferrailage des voiles.....	161
Tableau.V.24: Tableau de ferrailage des voiles d'ascenseur.....	162
Tableau.V.25: Vérification des contraintes des voiles à l'ELS	162
Tableau.V.26: Tableau de ferrailage des voiles.E4	163

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau.VI.1: Valeurs des moment de renversement et moment stabilisant.....	172
Tableau.VI.2: Ferrailage de la dalle du radier.....	174
Tableau.VI.3: Vérification des contraintes à l'ELS.....	176
Tableau.VI.4: Ferrailage des nervures du radier.....	177
Tableau.VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS.....	177
Tableau.VI.6: Ferrailage de voile périphérique	183
Tableau.VI.7: Vérification des contraintes à l'ELS.....	185

CHAPITRE VII : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

Tableau.VII.1: distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push y....	204
Tableau.VII.2: distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push x....	205
Tableau.VII.3 : Comparaison entre l'effort tranchant des deux méthodes.....	205

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure.I.1: Situation géographique de notre ouvrage	3
Figure.I.2: Vue en plan du rez-de-chaussée.....	5
Figure.I.3: Vue en plan des autres étages	6
Figure.I.4: Dimensions en élévation du bâtiment.....	7
Figure.I.5: Disposition des voiles du bâtiment.....	8
Figure.I.6: Diagramme contraintes-déformations du béton	13
Figure.I.7: diagramme contrainte – déformation.....	15

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

Figure.II.1: Planchers à corps creux.....	21
Figure.II.2: Schéma des poutrelles.....	21
Figure.II.3: Les composants de l'escalier.....	23
Figure.II.4: Coupe en élévation d'escalier type (I).....	25
Figure.II.5: Coupe en élévation d'escalier type (II).....	26
Figure.II.6: Coupe en élévation de l'acrotère.....	26
Figure.II.7: La section de poutre principale.....	28
Figure.II.8: La section de poutre secondaire.....	28
Figure.II.9: Coupe de voile en élévation.....	29
Figure. II.10: Hauteur libre d'étage	30
Figure.II.11: Plancher à corps creux de terrasse.....	30
Figure.II.12: Plancher à corps creux étage courant.....	31
Figure.II.13: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	32
Figure.II.14: La surface afférente par le poteau E5.....	36

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure.III.1: Modèle de calcul de l'acrotère.....	41
Figure.III.2: Charges appliquées sur l'acrotère	42
Figure.III.3: La section équivalente de calcul de l'acrotère.....	43
Figure.III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure.III.5: Vue en plan d'escalier type 1.....	48
Figure.III.6: Schéma statique d'escaliers.....	48
Figure.III.7: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.....	51
Figure.III.8: Diagramme des moments en E.L.S.....	52
Figure.III.9: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.....	55
Figure .III.10: Diagramme des moments en E.L.S.....	55
Figure.III.11: La section équivalente de calcul d'escalier type 1.....	56
Figure.III.12: Vue en plan d'escalier type 2	59
Figure.III.13: Schéma statique d'escaliers type 2.....	59
Figure.III.14: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.....	63
Figure.III.15: Diagramme des moments en E.L.S.....	63
Figure.III.16: La section équivalente de calcul d'escalier type 2.....	63
Figure.III.17: Schéma de ferrailage d'escalier type 1.....	70
Figure.III.18: Schéma de ferrailage de poutre palière.....	70
Figure.III.19: Schéma de ferrailage d'escalier type 2.....	70
Figure.III.20: Position des poutrelles.....	72
Figure.III.21: Evaluation des efforts tranchants.....	75
Figure.III.22: Evaluation des efforts tranchants type 01.....	77
Figure.III.23: Evaluation des efforts tranchants type 02.....	78
Figure.III.24: Evaluation des efforts tranchants.....	80
Figure.III.25: Evaluation des efforts tranchants.....	81
Figure.III.26: Schéma de ferrailage des planchers.....	90
Figure III.27: Vue en plan de panneau la plus sollicitée.....	91
Figure.III.28: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.....	95
Figure.III.29: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.....	101

Figure.III.30: Vue en plan de dalle machine.....	100
Figure.III.31: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.....	106

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Figure.IV.1: Vue en plan de la structure	116
Figure.IV.2: Spectre de calcul.....	117
Figure.IV.3: Comportement de la structure sans voiles.....	118
Figure.IV.4: La première disposition des voiles.....	119
Figure.IV.5: Comportement de la structure sous la première disposition.....	119
Figure.IV.6: La deuxième disposition des voiles.....	120
Figure.IV.7: Comportement de la structure sous la deuxième disposition.....	120

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure.V.1: La zone nodale.....	134
Figure.V.2: Schéma de ferrailage des poteaux S-SOL à 9 ^{ème} étage.	142
Figure.V.3: Schéma de ferrailage des poteaux 10 ^{ème} à 12 ^{ème} étage.	142
Figure.V.4: Schéma de ferrailage des poutres principales.	149
Figure.V.5: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	149
Figure.V.6: Schéma de disposition des voiles.	150
Figure.V.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	151
Figure.V.8: Diagramme des contraintes du voile	153
Figure.V.9: Schéma de ferrailage du voile Vx.	163
Figure.V.10: Schéma de ferrailage du voile Vy1.	165
Figure.V.11: Schéma de ferrailage du voile Vy2 et Vy3.	165
Figure.V.12: Schéma de ferrailage du voile de l'ascenseur.	165

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure.VI.1: Schéma du poinçonnement.....	171
Figure.VI.2: Schéma de ferrailage de radier sens x-x.....	179

Figure.VI.3: Schéma de ferrailage de radier sens y-y.....	179
Figure.VI.4: Schéma de ferrailage des nervures.....	179
Figure.VI.5: Schéma de poussée des terres.....	181
Figure.VI.6: Schéma de charge du voile périphérique.....	181
Figure.VI.7: Diagramme des contraintes.....	182
Figure.VI.8: schéma de ferrailage du voile périphérique.....	185

CHAPITRE VII : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

Figure.VII.1: Principe de la méthode push-over	187
Figure VII.2: Système équivalent à 1DDL.....	188
Figure. VII.3 : Les modes de déformation.....	189
Figure. VII.4 : Point de performance.....	192
Figure.VII.5 : Spectre de demande.....	193
Figure.VII.6 : les étapes de définition de ferrailage des poutres et poteaux.....	194
Figure.VII.7 : Affectation du ferrailage calculé à l'élément.....	195
Figure.VII.8 : les étapes de définition de ferrailage des voiles.....	196
Figure.VII.9 : Définition du comportement non linéaire des éléments.....	197
Figure.VII.10 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.....	198
Figure.VII.11: Définition du comportement non linéaire des éléments Sous charges horizontales.....	199
Figure.VII.12 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens X-X).....	199
Figure.VII.13 : courbe de capacité de la structure selon x-x et y-y.....	200
Figure.VII.14 : Les coordonnées de point de performance selon x.....	201

Figure.VII.15 : Linéarisation de la Courbe de capacité et Courbe de capacité spectrale.....	201
Figure VII.15 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.....	202
Figure. VII.16 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens YY....	203

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبرج مكون من طابق تحت الارض زائد طابق ارضي واثنى عشرة طابقا علويا. اشتملت الدراسة على جزئين رئيسيين:

-**الجزء الاول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على التعريف بالبناية، مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر وحمولة كل عنصر المكونة لها، وحساب تسليح العناصر الثانوية (السلالم و البلاطات المفرغة و المملوءة ...).

اشتمل هذا الجزء إجراء دراسة ديناميكية خطية للمبنى بواسطة برنامج ETABS ، الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية في مجال البناء.

الجزء الثاني : إجراء تحليل ثابت غير خطي للبناية باستخدام طريقة الدفع التدريجي والتي هي طريقة تقريبية نقوم من خلالها بتحميل البناية بحمولة جانبية متزايدة إلى حين وصول بعد مسافة معينة عبر الاعتماد على برنامج SAP 2000.

الهدف من هذه الدراسة هو الاقتراب قدر الامكان من السلوك الحقيقي للبناية ، وذلك بأخذ بعين الاعتبار سلوكها خارج المجال المرن الخطي و دراسته في المجال البلاستيكي.

الكلمات المفتاحية : البرج، الخرسانة المسلحة، تحليل ديناميكي خطي ، تحليل ثابت غير خطي، ايتابس ، ساب 2000

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée et 12 étages. L'étude se composait de deux parties principales:

-La première partie: c'est la description générale du projet, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges (les escaliers, les planchers, les dalles pleines).

Dans cette partie, une étude dynamique linéaire du bâtiment par le programme ETABS a été réalisée, ce qui nous permis d'obtenir les résultats finales, pour ferrailer les différents éléments de la structure en tenant compte des recommandations des règlements algériens dans le domaine de la construction. .

La deuxième partie: Mener une analyse statique non linéaire du bâtiment en utilisant la méthode de poussé progressive, qui est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. En se basant sur le programme SAP2000.

L'objectif de cette étude est de s'approcher le plus possible du comportement réel du bâtiment, en prenant en compte son comportement hors du domaine élastique linéaire et en l'étudiant dans le domaine plastique.

Mots clés : Tour, béton armé, dynamique linéaire, statique non linéaire, ETABS, SAP2000.

Abstract

This project presents a detailed study of a Tower, consisting of a basement, a ground floor and 12 stories. This study consists two parts:

- The first part: is the general description of the project. then the pre-dimensioning of the structure and finally the descente of loads (stairs, floors, solid slabs). In this part, a linear dynamic study of the building by the ETABS program was carried out, which allowed us to obtain the final results, to reinforce the different elements of the structure taking into account the recommendations of the Algerian codes in the field of construction.
- The second part: Conducts a nonlinear static analysis of the building using the push-over method, which is an approximate method in which the structure is subjected to an increasing lateral load until it reaches a target displacement, based on the SAP2000 program.

The objective of this study is to get as close as possible to the real behavior of the building, taking into account its behavior outside the linear elastic domain and studying it in the plastic domain.

Keywords: tower, reinforced concrete, linear dynamics, nonlinear static, ETABS, SAP2000.

I. INTRODUCTION:

Notre formation de master étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude, la conception et le suivi des bâtiments.

Nous avons choisi comme thème de notre projet de fin d'étude, l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation à la ville de **ZEMMOURI** wilaya de Boumerdes. En 2003 Boumerdes était frappé par un séisme puissant, à l'époque la construction était composée d'un système porteur en portique autostable, ce séisme causait des pertes humaines et matérielles. L'impact direct de ce séisme est de 2 278 morts, 182 000 sans-abris, et des pertes économiques dépassant les 5 Milliards USD.

À la ville de **ZEMMOURI**, des cités entières ont subi de lourds dommages : Écoles, Hôpitaux, Usines, Bâtiments, Ponts,... se sont partiellement ou totalement endommagées.

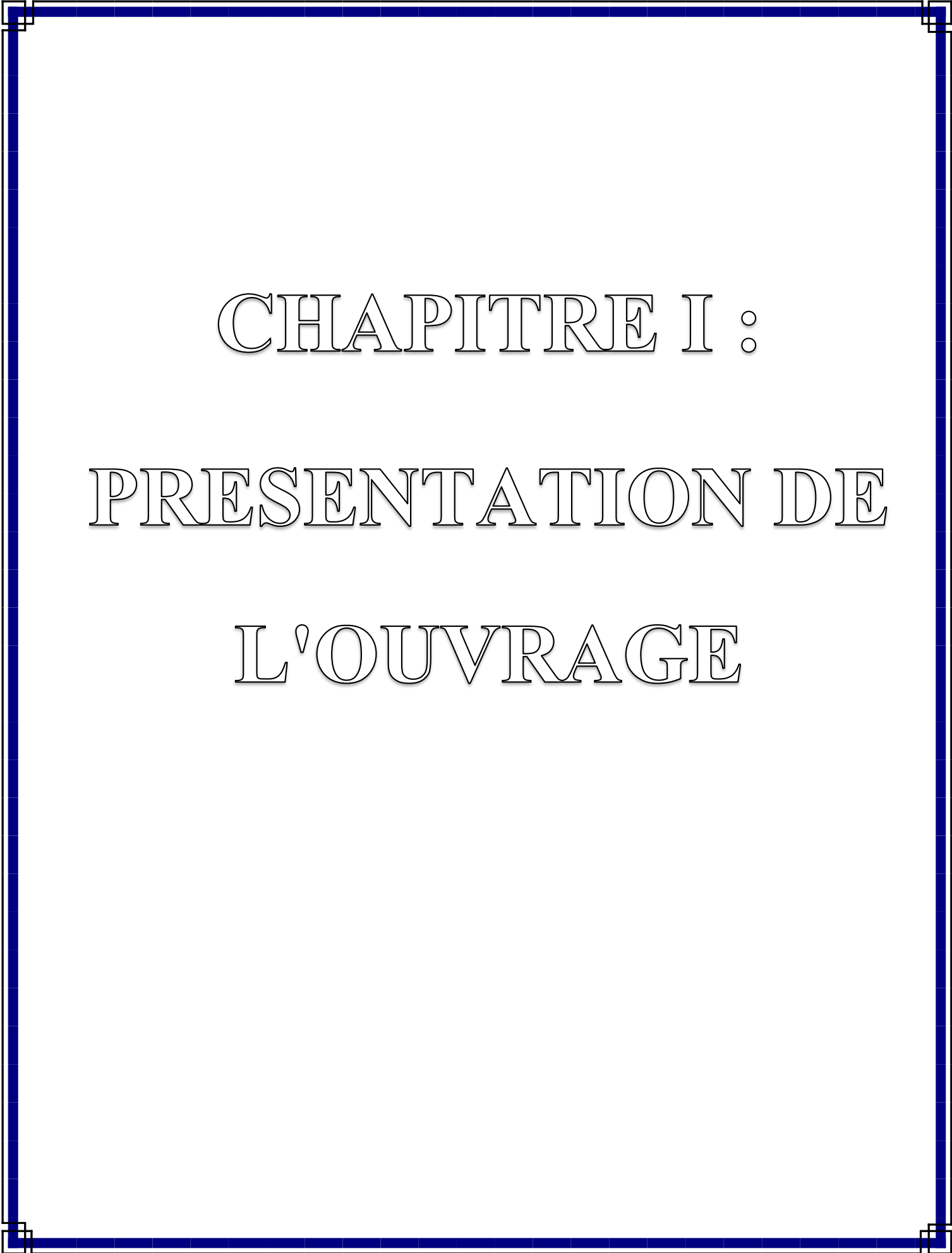
Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (**R+12 avec sous-sol**) à usage d'habitation et commercial qui sera implanté à la ville de « **ZEMMOURI** » région correspondant à la zone (III), zone forte sismicité selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens **RPA 99 version 2003[1]**.

Notre travail se constitue de quatre parties essentielles :

- Dans la première partie, nous présenterons d'abord notre ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments non structuraux.
- La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (SAP 2000 et robot), puis nous achèverons cette partie du dit ferraillage.
- La Troisième partie nous aborderons l'étude de l'infrastructure dont nous exposerons, des fondations superficielles en radier général

Et enfin dans la quatrième partie nous aborderons une étude statique non linéaire (Push Over)

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93[2]**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites **BAEL 91[3]**, et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**.



CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé. Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- **BAEL 91 modifié 99** et **CBA93**.
- **RPA99 version 2003**.

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre étude porte sur le dimensionnement et le calcul aux séismes d'un bâtiment appartenant au projet présenté plus haut. Ce bâtiment bi-fonctionnelle qui regroupe commerce et logements d'habitation.composé d'un **sous-sol** et **RDC commerciale** et **12 étage identique** (R+12+Sous-sol). L'ouvrage est implanté à la ville de Zemmouri commune de la wilaya Bouverdes.

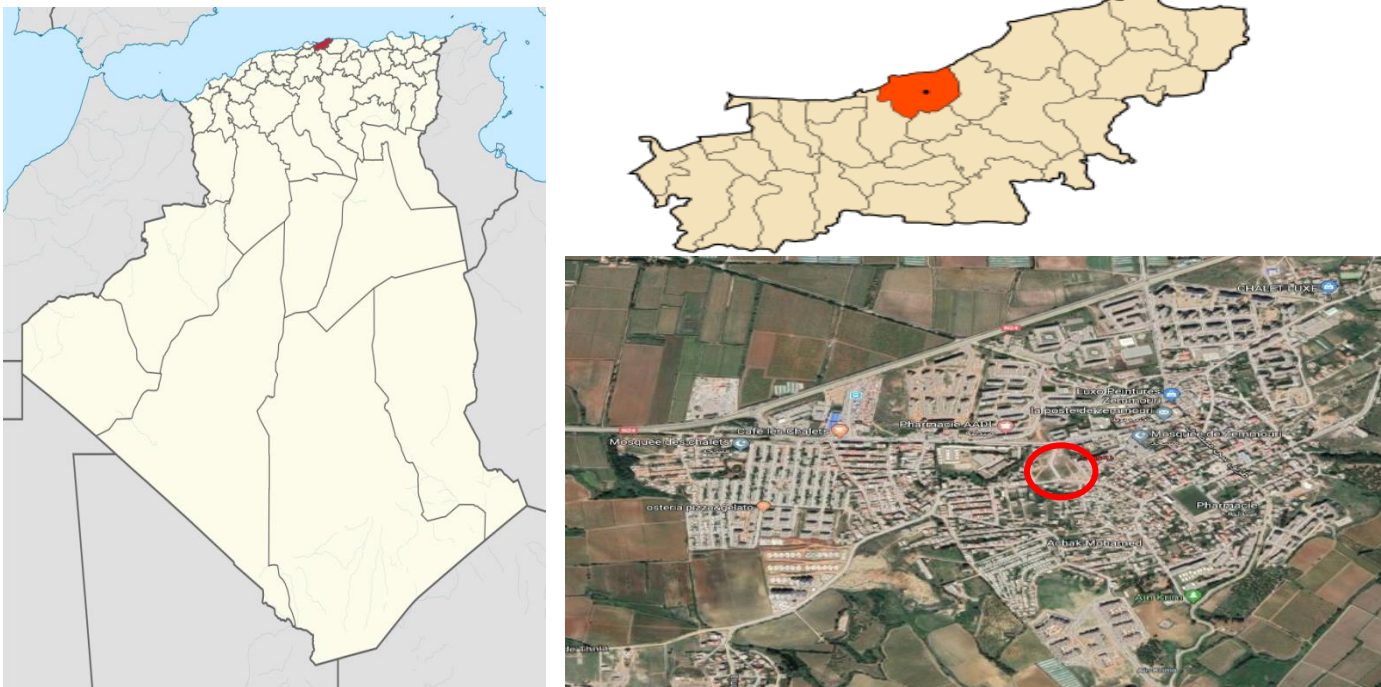


Figure.I.1: Situation géographique de notre ouvrage.

Selon le Recensement Général De La Population et De L'Habitat 2008 (ONS,2008[4]) le taux d'occupation par logement à boumerdes est de 6.3 habitants par logement donc notre construction est peut compter simultanément plus de 300 personnes.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) notre bâtiment est situé en zone de forte sismicité (**zone III**). Il est classé, selon le même règlement, en **groupe d'usage 1B : ouvrage de grande importance** car il peut accueillir plus de 300 personnes.

Le bâtiment est composé de :

- Entre sol et le rez-de-chaussée (RDC à usage commercial) .
- Le 1^{er} étage jusqu'au 12^{ème} étage à usage d'habitation (4 logements F3).

I.2.1. Dimensions en plan :

En plan le bâtiment a une forme rectangulaire avec une largeur de 21.60 m et une longueur de 30.10 m (Figure I.2.et Figure I.3)

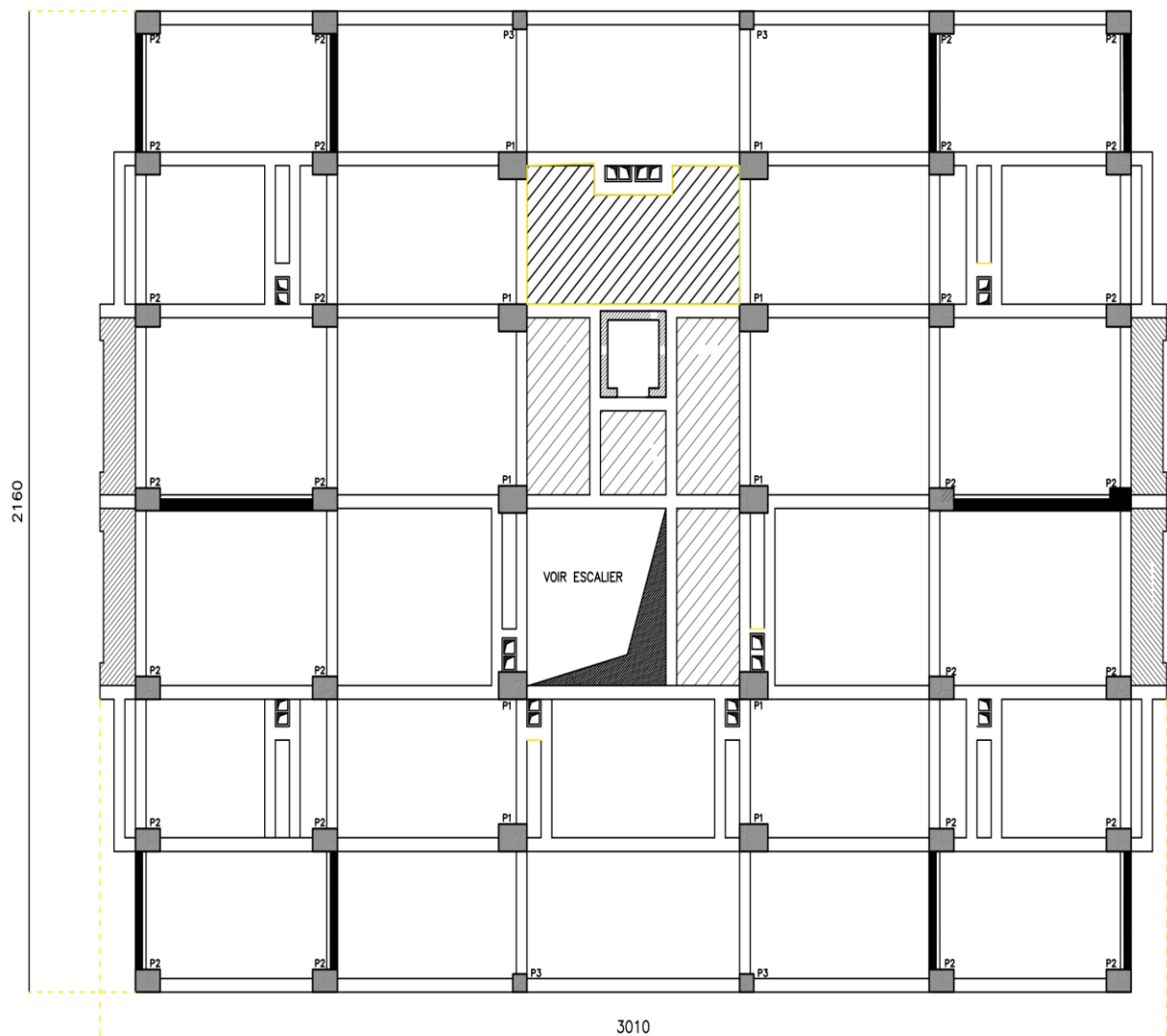


Figure.I.2: Vue en plan du rez-de-chaussée .

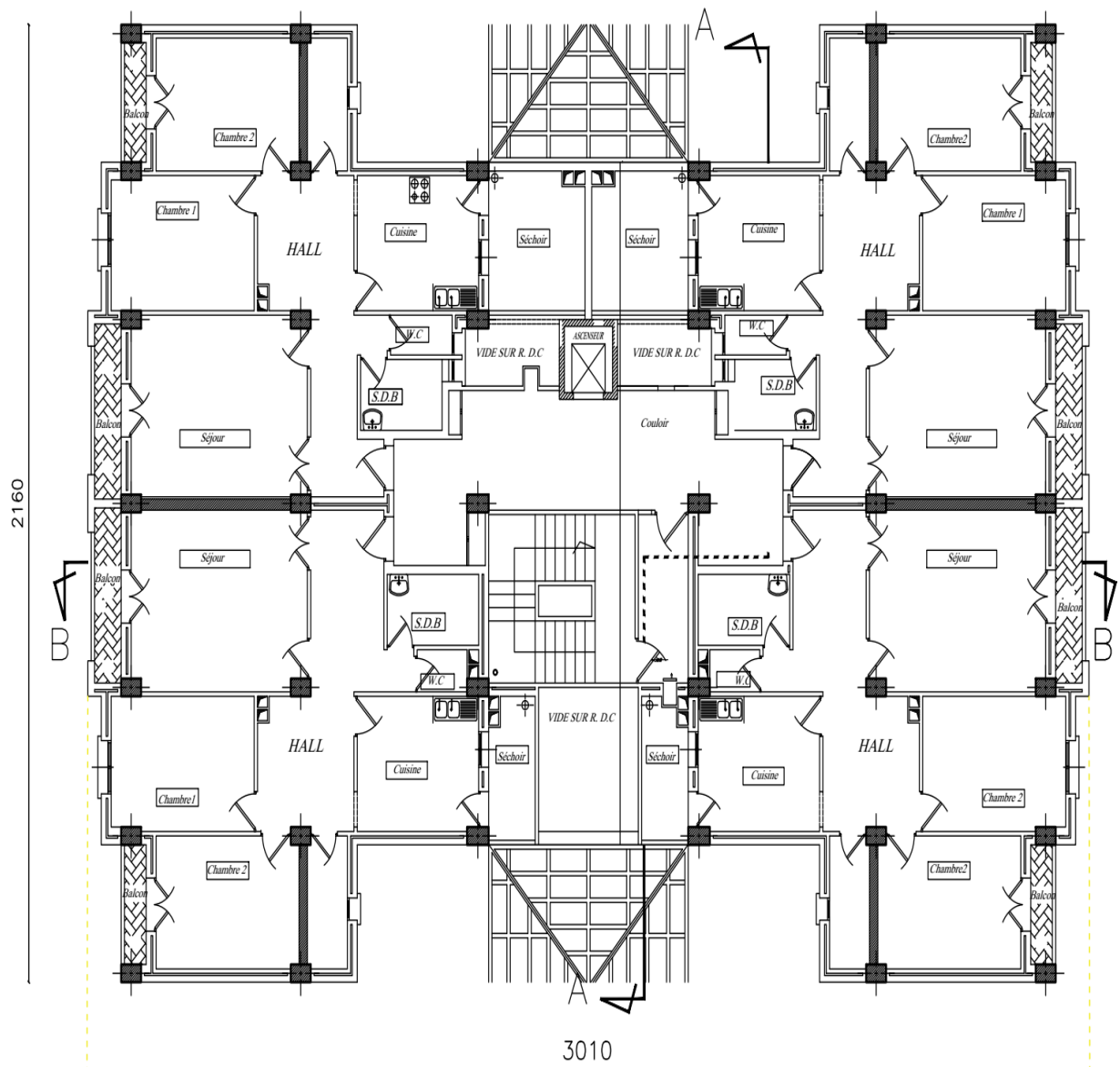


Figure.I.3: Vue en plan des autres étages .

I.2.2. Dimensions en élévation

En élévation le bâtiment a une hauteur totale de 43.60 m avec une hauteur d'étage de 3,06 m. (Fig. I.4).

- Hauteur de l'entre sol h =2.80 m.
- Hauteur de l' RDC h =4.08 m.

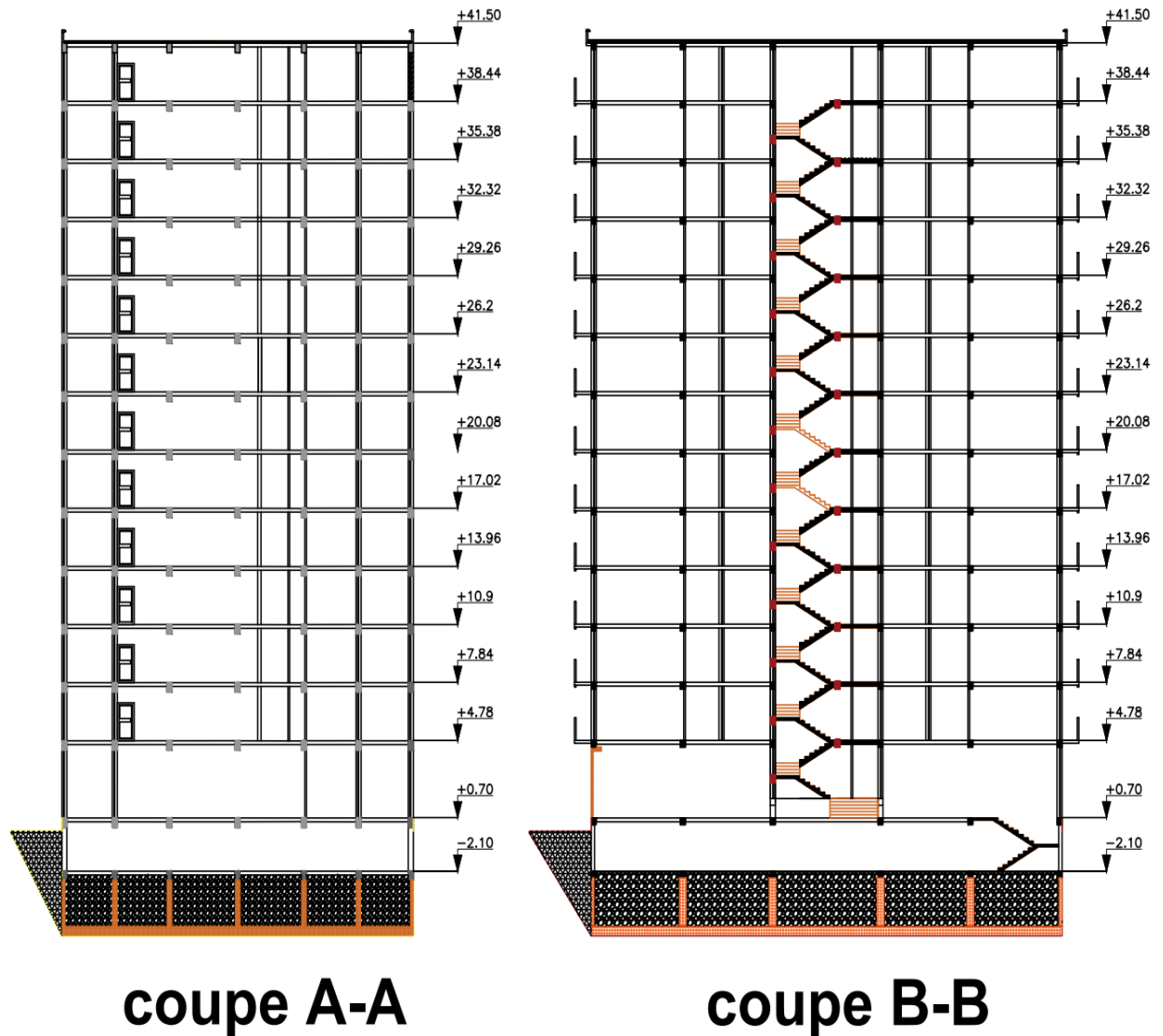


Figure.I.4: Dimensions en élévation du bâtiment.

I.2.3. Système structural :

La structure choisie est contreventée par un système mixte (voile –portique) pour mieux reprendre les efforts sismiques et pour une meilleure rigidité. (Fig. I.5).

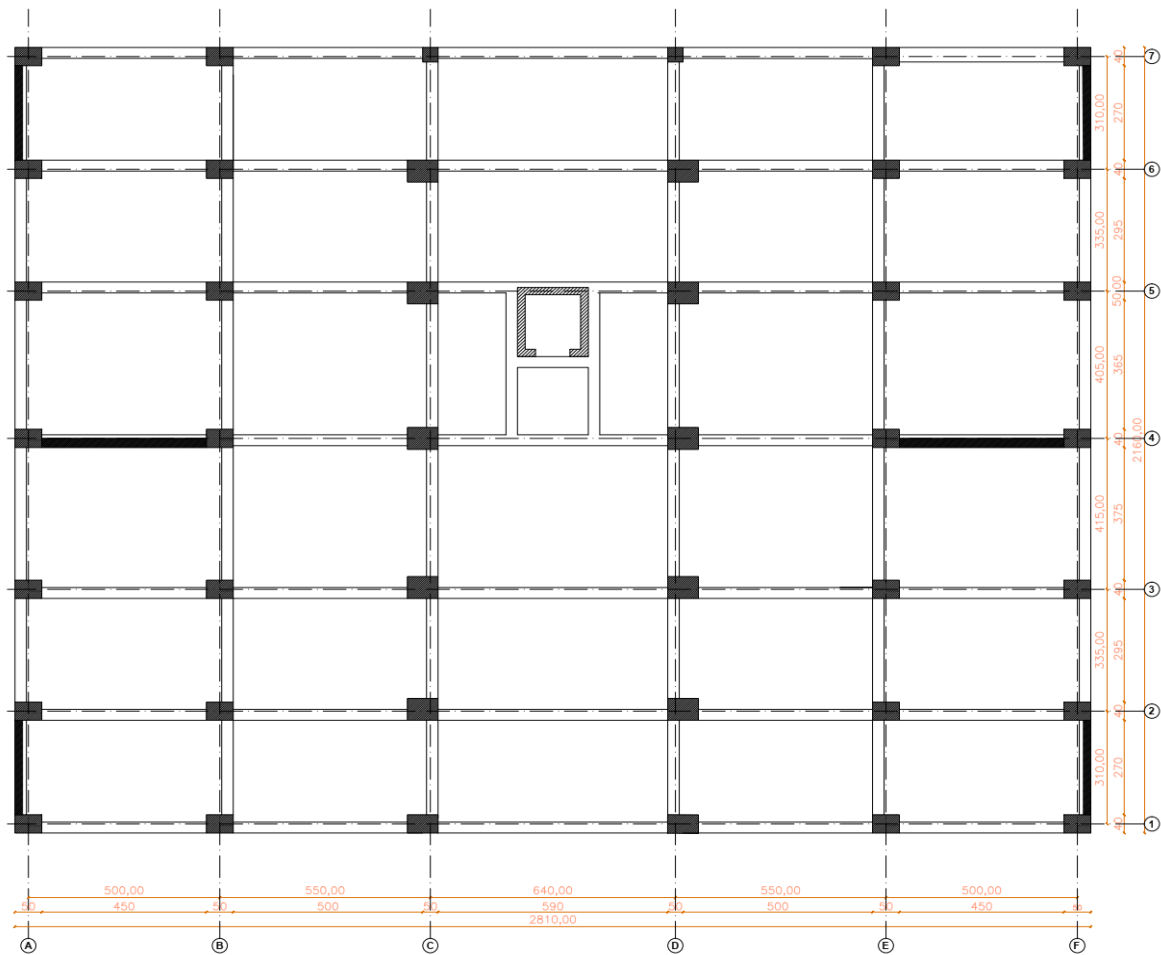


Figure.I.5: Disposition des voiles du bâtiment.

I.3. CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE :

D'après la nature lithologique révélée par les sondages, les sols reconnus sont en général homogène(Annexe , rapport de sol)[5] :

- ❖ 0.0 à 2m : couche d'argile gravuleuse beige
- ❖ 2 à 10 m : couche d'argile gravuleuse marron

Donc selon RPA 99 (2003) Le sol sur lequel le bâtiment sera implanté est un sol meuble (S3) avec les caractéristiques suivantes :

- ✓ La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- ✓ L'ancrage minimal des fondations $D = 1,50 \text{ m.}$
- ✓ Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7 \text{ t / m}^3$.
- ✓ L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 43.94^\circ$

I.4. LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE:

I.4.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

- ❖ Plancher en corps creux « 16+4 cm » pour les différents étages (12 étages)
- ❖ Plancher dalle pleine pour le rez de chaussée et le sous sol

I.4.2. La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

a. Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (10+5+10).

b. Murs intérieurs : constitués par une seule paroi de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I.4.3. Terrasse :

La terrasse est accessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 70 cm de hauteur. Elle comporte des pentes de 1,5% pour l'évacuation des eaux pluviales.

I.4.4. Revêtements :

a. Terrasse

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

b. Étage courant

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

c. Murs extérieurs (double paroi)

Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

I.4.5. Escaliers :

La structure comporte deux cages d'escalier. le premier de sous sol au 1^{er} RDC qu' est composé de deux volées et un palier. et le deuxième de RDC au 12^{ème} étage qu' est composé de trois volées et deux palier

I.4.6. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 4 personnes

I.4.7. Ossature contreventée :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de "contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques"

Note : Choix du système de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté (**Art. 1-b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I.5.1. Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³.

La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Par exemple Pour 1m³ il nous faut :

- 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- 800 litres de gravier « $10\text{mm} \leq D \leq 30\text{ mm}$ ».
- 180 litres de l'eau de gâchage.

Le béton ordinaire est constitué en générale de :

- Pate pure : (Ciment, eau et air)
- Granulats : (Sable, gravillons)
- Produits d'addition éventuels (Adjuvants)

I.5.1.1. Résistance du béton :

a- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

Selon les règles de CBA93 (**Art A.2.1**) la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi[2]:

$$j < 28 \text{ jours} \quad \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{pour } f \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{pour } f > 40\text{MPa} \end{cases}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j > 28 \text{ jour}$$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte: $f_{c28}=25\text{MPa}$

b- Résistance du béton à la traction(CBA.93 Art A. 2.1.1.2)[2] :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction , mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28}

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours désignée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \text{donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

C- Module de déformation longitudinale du béton(BAEL91.Art A.2.1. 21) [3].:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24heures, on admet à défaut des mesures qu'a l'âge de (j) jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égale.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{donc : } E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Les déformations différées du béton

module de déformation différée (E_{vj}) correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 comprennent le retrait et le fluage. Le heures) est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{donc : } E_{vj} \approx 10819 \text{ MPa}$$

a. d- Module de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91) [3] :

$\nu = 0.2$ Pour la justification aux ELS

$\nu = 0$ Pour la justification aux ELU

e- Contrainte limite du béton CBA93 (Art A.4.3):

- Etat limite ultime :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton

Un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle)

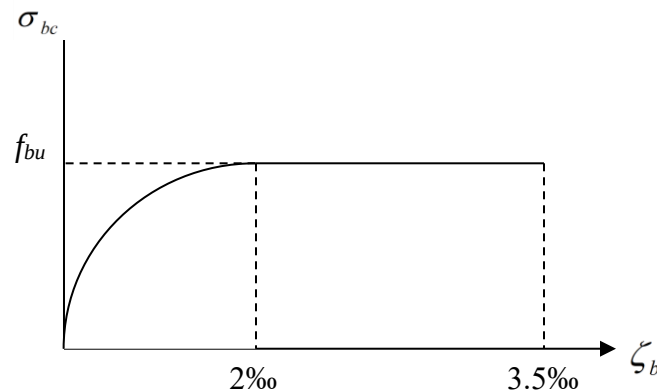


Figure I.6: Diagramme contraintes-déformations du béton .

la Contrainte ultime du béton en compression (**Art A-4. 3.4 BAEL91**) [3]:

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- ✓ f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.
- ✓ γ_b : coefficient de sécurité.
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ « pour les situations accidentelles ». donc $f_{bu} = 14.16$ MPa.
- ✓ $\gamma_b = 1.50$ « pour les situations durables ». donc : $f_{bu} = 18.48$ MPa
- ✓ 0,85 : coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.
- ✓ θ : dépend de la durée d'application des charges.
 - $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est $> 24h$
 - $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
 - $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

- **Etat limite de service CBA93 (Art A.4.5):**

- Contrainte admissible de compression dans le béton CBA93 (Art A.4.5.2)[2]:

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

- Contrainte ultime du béton au cisaillement : BAEL91 (A.5.1.2) [3]

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \quad \text{Si : la fissuration est non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \quad \text{Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.5.2. L'acier :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent Par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et a haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12m à 15m avec des diamètres qui varient de : « 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 ».

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e :

a. Aciers en barres:

Tableau.I.1: Limite élastique en fonction du type d'acier.

caractéristiques	Types d'acier			
	Doux et lisses		A Haute Adhérence (symbole)	
Dénomination	feE215	feE235	feE400	feE500
limite élastique f_e en MPa	215	235	400	500
Resistance a la rupture σ_r en MPa	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

b.Treillis soudés:

Tableau.I.2: Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés .

Caractéristiques	Types de treillis	
	Lisses (symbol T.S.L.)	A Haute adérence (Symbole T.S.H.A)
limite élastique f_e en MPa	500(tous diamètres)	500(tous diamètres)
Resistance a la rupture σ_r en MPa	550	550
Allongement à la rupture	8%	8%

Dans notre projet on utilise l'acier **Fe E400**

- Les caractéristiques des aciers utiles pour la justification d'une section sont:(**Art A-2.2.1 BAEL91**) [3] :

- La limite d'élasticité « f_e ».

- Le diagramme « contraintes-déformations ».

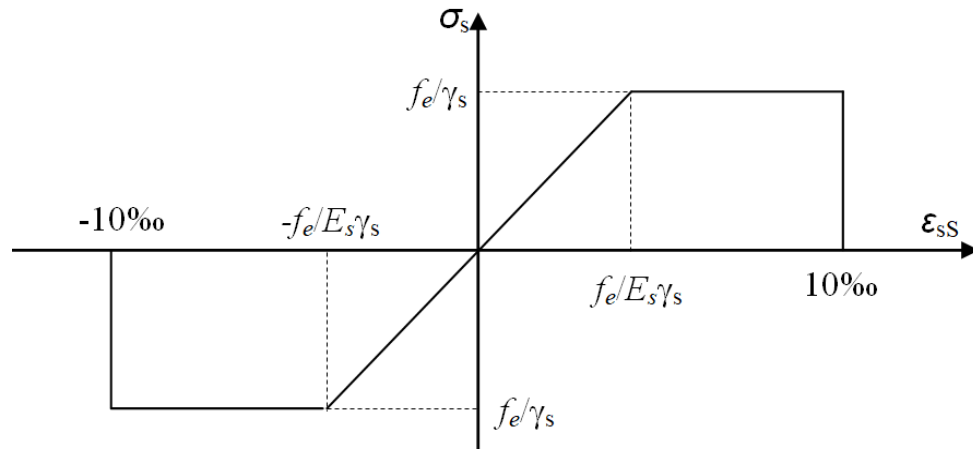


Figure.I.7: diagramme contrainte - déformation

Ce diagramme se compose :

- De la loi de « Hook » de pente $E_s=200000\text{MPa}$ « module d'élasticité longitudinale ».
- D'un palier horizontal d'ordonnée : f_e/γ_s

I.5.2.1. Contrainte limite de calcul :

- à L'E.L.U : On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité .

γ_s : 1,15 dans les cas courants .

γ_s : 1,10 dans les cas accidentels .

- à L'E.L.S :

La contrainte de traction des armatures est limitée à certaines valeurs dans différent cas :

- **Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91) [3] :**

Aucune vérification n'est requise.

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

- **Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91) [3]:**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

- **Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91) [3] :**

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec n: Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

I.5.2.2. L'allongement relatif de l'acier :

On a : $\varepsilon_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

Avec: E_s module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{ MPA}$ »

I.6. Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

I.6.1. à L'E.L.U :

- ✓ **H 1:** « Hypothèse de NAVIER_BERNOULLI » Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ **H 2:** IL n' ya pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- ✓ **H3:** La résistance a la traction du béton est négligée a cause de la fissuration.
- ✓ **H4:** Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion à 2 ‰ en compression simple.
- ✓ **H5:** L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰.
- ✓ **H6:** Les matériaux « Acier_béton » sont considérés dans leur comportement plastique.
- ✓ **H7:** Le diagramme de déformation d'une section droite satisfait la règle des trois pivots décrite dans le règlement « B.A.E .L.91 ».

I.6.2. A L'E.L.S : Les trois premières hypothèses sont conservées de plus :

- ✓ **H4:** Le béton et acier sont considérés comme des matériaux linéairement Elastiques.
- ✓ **H5 :** Par convention le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et béton (C.B.A.93.art.A.4.5.1) [2].: $n = E_s / E_b = 15$
 n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.7. NOTION D'ETAT LIMITES :

Un état limite est un état au de la du quel la structure, ou l'élément de la structure, est mise hors services, c'est –à- dire ne dépend plus des fonctions pour les quilles elle a été conçue.

- Les états limites se classent en deux catégories :

I.7.1. Les états limites ultimes :

Correspondant a la perte d'équilibre statique « basculement » à la perte de stabilité de forme « flambement » et surtout à la perte de résistance « rupture » qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

I.7.2. Les états limites de service :

Etas limites au service de la du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

I.8. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :**I.8.1. Actions :****a- Actions permanentes :**

Ces actions représentées par « **G** » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

b- Actions variables :

Ces actions représentées par « **Q** » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

c- Actions accidentelles :

- Séismes.
- Effet des chocs « explosion ».

I.8.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- effort normal :N
- effort tranchant :V
- moment fléchissant : M
- Couple de torsion :T

Le tableau ci-dessous récapitulatif les différents caractéristiques de béton armé utilisé :

Tableau.I.3: caractéristiques de béton armé utilisé.

F_{c28} (MPA)	F_{t28} (MPA)	E_{ij} (MPA)	E_{vj} (MPA)	γ_b	σ_{bc} (MPA)	E (MPA)	γ_s	σ_s (MPA)	σ_{st} (MPA)
25	2.1	32164.195	10818.87	1.5	14.2	2.10^5	1.15	347.82	201.63

I.9. REGLES DE CALCUL :

On utilise pour le calcul de Ce projet les règlements suivants :

- ✓ Règles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003**).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2[6]**).
- ✓ Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91 modifiée en 99**).
- ✓ règles de calcul du béton armé Algérien (**CBA93**)

I.10. METHODOLOGIE DE CALCUL :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en Élément finis de la structure par le logiciel **SAP 2000**.
- Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**.

I.11. CONCLUSION :

les tableaux ci-dessous récupulatif les différentes caractéristiques du béton utilisées pour nos calcul :

Tableau.I.4 :Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	18.48 MPa.
		Situation accidentelle	14.16 MPa.
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau.I.5:Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	347.82 MPa
		Situation accidentelle	363.63 MPa
	ELS	Fissuration peu préjudiciable	400 MPa
		Fissuration préjudiciable	201.63 MPa
		Fissuration très préjudiciable	164.97 MPa

CHAPITRE III :
PREDIMENSIONNE
MENT ET
DESCENTE DE
CHARGE

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :

II.2.1. les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

II.2.1.1. Plancher en corps creux:

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis). L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

1. Condition de résistance au feu :

D'après le BAEL91 [3] :

$e = 07\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.

$e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15\text{ cm}$.

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

3. Condition de résistance à la flèche :CBA93 (article B.6.8.4.4.2.4) [4]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le

CBA93 comme suit : $e \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

Avec : e : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L_{\max}$: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 382.5 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{382.5}{22.50} = 17 \text{ cm}$$

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de Compression.

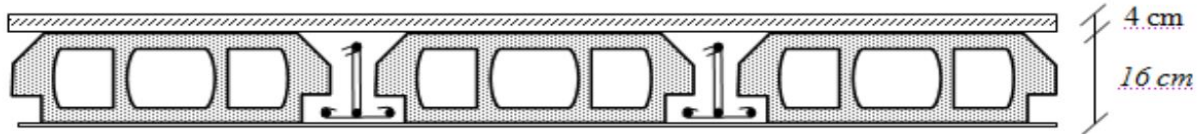


Figure.II.1: Planchers à corps creux.

a) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL.6.11 : $L_{\max} = 385 \text{ cm}$

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 h_t ; 0,4 h_t]$ avec $h_t = 20 \text{ cm}$ donc on adopte $b_0 \geq [6 ; 8]$

=> on adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{\max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [55/2 ; 385/10] = \min (27,5 ; 38,5) \text{ cm}$; on adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$.

$L/2 = 27,5 \text{ cm}$ $b_0 = 10 \text{ cm}$ $L/2 = 27,5 \text{ cm}$

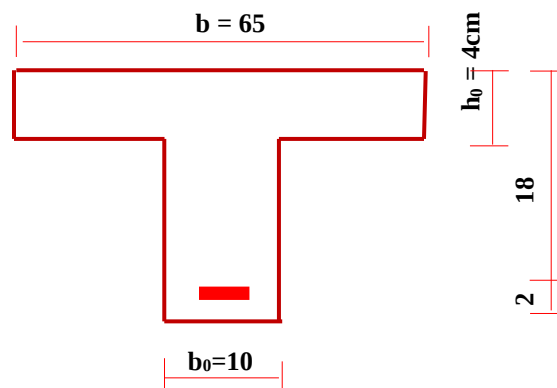


Figure.II.2: Schéma des poutrelles.

II.2.1.2. Plancher dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

a) Résistance au feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 14$ cm.

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques **CBA93** en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 14 cm.

c) Critère de résistance [7]:

- . Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une **poutre de 1 mètre de largeur**.
- . Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

- ✓ Dalle pleine portant dans deux directions ($l_x/l_y > 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x/40 \leq h_0 \leq L_x/25$

Travée hyperstatique : $L_x/50 \leq h_0 \leq L_x/35$

- ✓ Dalle pleine portant dans une direction ($l_x/l_y < 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x/30 \leq h_0 \leq L_x/20$

Travée hyperstatique : $L_x/35 \leq h_0 \leq L_x/25$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée

$$L_x = 3.85 \text{ m. } L_y = 5.90 \text{ cm}$$

Donc $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.65 > 0.4 \longrightarrow$ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20} = \frac{3.85}{30} \leq h_0 \leq \frac{3.85}{20} = 12.83 \leq e \leq 19.25$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $h_0 = 15 \text{ cm}$.

II.2.2. Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

II.2.2.1. Caractéristiques techniques :

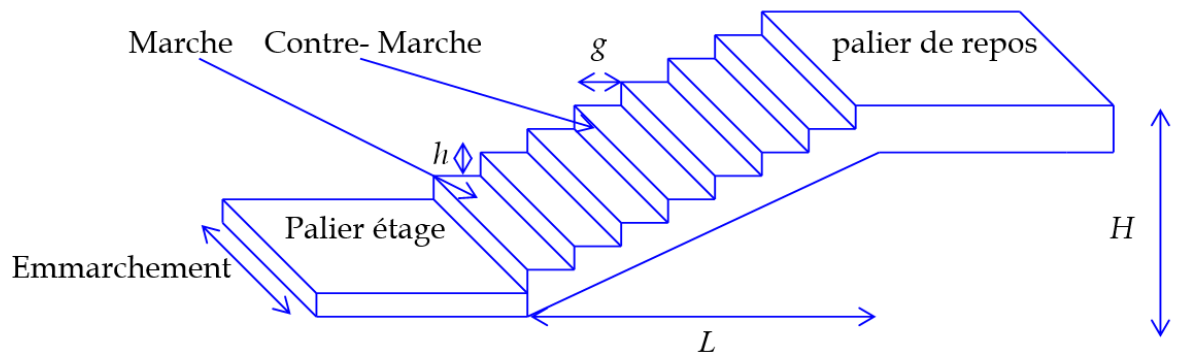


Figure.II.3: Les composants de l'escalier.

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

Type I : escalier a deux volées pour le RDC et les étages courants

Type II : escalier a deux volées pour sous-sol.

II.2.2.2. Dimensionnement :

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons :

- la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$
- la largeur g : $25 \leq g \leq 32$

On prend : $h = 17 \text{ cm, } g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

a) Escalier type (I) RDC + EC :

Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre Marche} \quad \Rightarrow \quad n_t = 18 \text{ contre marche}$$

➤ Paillasse type (1) :

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{119}{17} = 7 \text{ contre marche ;}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{119}{210} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e .

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}} \Rightarrow L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 140$$

$$\Rightarrow L_{\max} = \frac{180}{\cos 30} + 140 = 347.84 \text{ cm} \Rightarrow \frac{347.84}{20} \leq e \leq \frac{347.84}{30}$$

$$\Rightarrow 17.39 \geq e \geq 11.59 \quad \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

➤ Paillasse Type (2) :

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{68}{17} = 4 \text{ contre marche ;}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{68}{120} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux cotés

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}} \Rightarrow L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 140 + 150$$

$$\Rightarrow L_{\max} = \frac{90}{\cos 30} + 140 + 150 = 393.92 \text{ cm} \Rightarrow \frac{393.92}{20} \leq e \leq \frac{393.92}{30}$$

$$\Rightarrow 19.69 \leq e \leq 13.13 \quad \text{On prend : } e = 15 \text{ cm pour la paillasse et le palier}$$

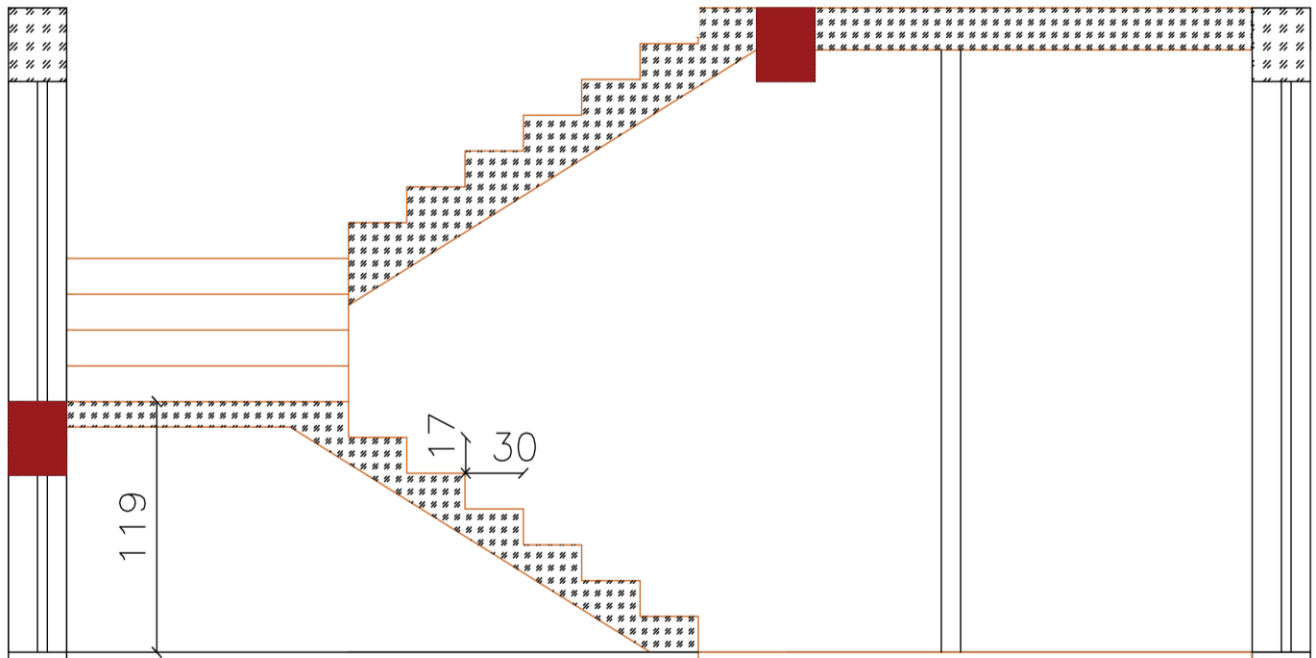


Figure.II.4: Coupe en élévation d'escalier type (I).

b) Escalier type (II) sous-sol:

Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{280}{17.5} = 16 \text{ contre Marche}$$

➤ **Paillasse :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{140}{17.5} = 8 \text{ marche}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{140}{240} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés.

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}} \Rightarrow L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 150 + 150$$

$$\Rightarrow L_{\max} = \frac{240}{\cos 30} + 150 = 577.12 \text{ cm} \Rightarrow \frac{577.12}{20} \leq e \leq \frac{577.12}{30}$$

$$\Rightarrow 28.85 \geq e \geq 19.23 \quad \text{On prend : } e = 20 \text{ cm pour la paillasse et le palier}$$

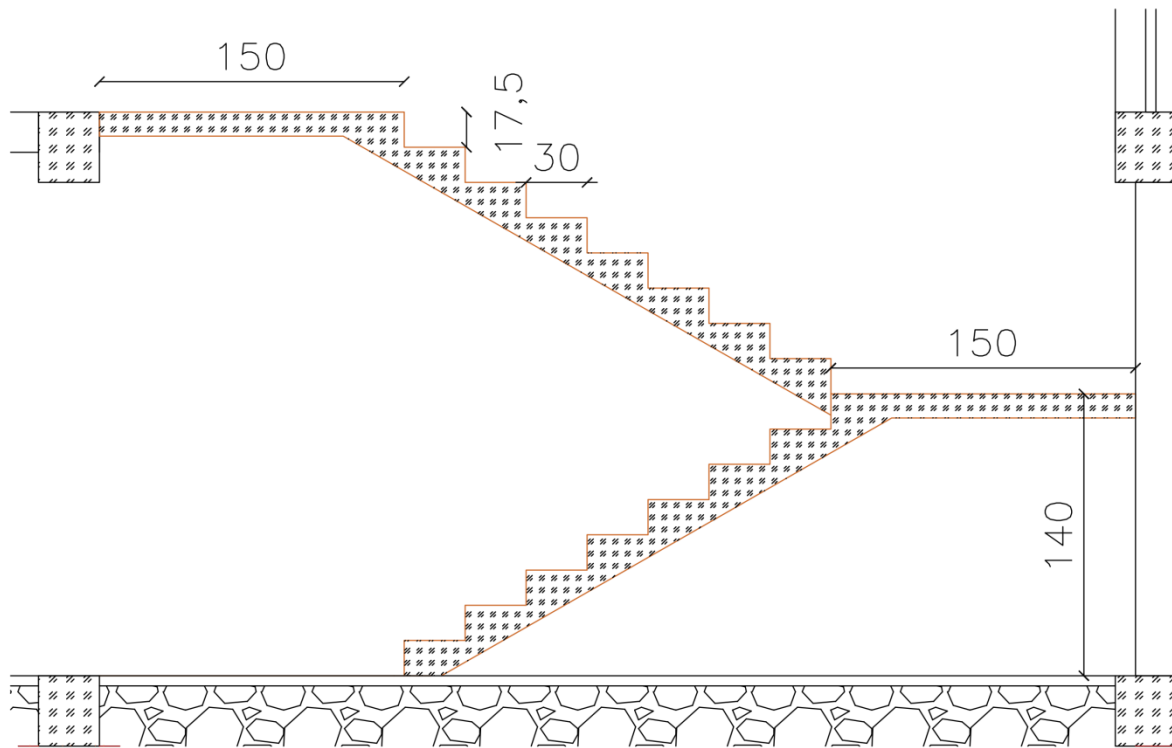


Figure.II.5: Coupe en élévation d'escalier type (II).

II.2.3. Prédimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle a un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture. L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Evaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3$$

$$s = (0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times (0.12/2) = 0.0844 \text{ m}^2$$

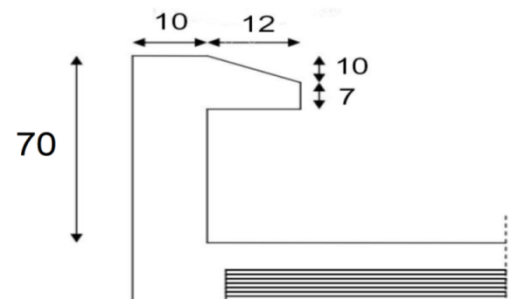


Figure.II.6: Coupe en élévation de l'acrotère.

Tableau.II.1: évaluation de charge de l'acrotère.

désignation	h (m)	Surface (m)	Poids (KN/ml).		Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
			Acrotère (e=10cm)	Enduit (e =3cm)		
Acrotère	0.7	0.0844	2.11	0.54	2.65	1

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

II.3.1. Prédimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux de section (b x h). Il y a deux types de poutres :

II.3.1.1. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

Selon le règlement **B.A.E.L 91 modifié en 1999** les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par **R.P.A99 version 2003**.

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10.$$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h.$$

h: hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre.

$L_{\max}$: la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nus des poteaux et on choisit la plus grande portée) D'après le **BAEL.6.11**.

Détermination de la hauteur "h" :

$$L=590\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 39.33\text{cm} \leq h \leq 59\text{cm}$$

Nous prenons : **h=50cm**

a) Détermination de la largeur "b"

$$h = 50\text{cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

Nous prenons : **b=30cm**

b) Vérification selon le RPA 99 version 2003(Article 7.5.1):

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

(Zone sismique III)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,66 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

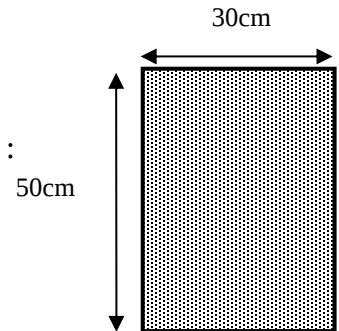


Figure.II.7: La section de poutre principale.

- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm} \leq (1.5 \times 50) + 27.5 = 102.5\text{ cm}$

$$30\text{cm} \leq 102.5\text{ cm} \quad (\text{c. v})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions $(50 \times 30)\text{ cm}^2$

II.3.1.2. Les poutres secondaires (Châînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$L_{\max} = m = 375\text{cm}.$$

a) Détermination de la hauteur "h" :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 25\text{ cm} \leq h \leq 37\text{ cm}$$

On adopte **h = 35cm**.

b) Détermination de la largeur "b" :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,50\text{cm} \leq b \leq 24,50\text{cm}$$

Nous prenons : **b=30cm**

D'après **R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit être vérifiée pour $\tau \geq \text{III}$.

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35\text{ cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max}$
 $= 30\text{cm} \leq (1.5 \times 35) + 27.5 = 80\text{ cm} \quad 30\text{cm} \leq 80\text{ cm} \quad (\text{c. v})$

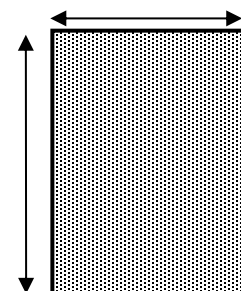


Figure.II.8: La section de poutre secondaire.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des Poutres Principales (35 × 30) cm²

II.3.2 Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA99 version 2003**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le **RPA99 version 2003** article 7.7.1[1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{h_e}{22}\} \quad \text{RPA (Article .7.7.1)}$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

$a_{\min}$: épaisseur du voile

✓ Pour le Sous-sol $h_e = (2,8-0,50) = 2,30\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; 10,45\text{cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

✓ Pour le R.D.C $h_e = (4,08-0,50) = 3,58\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; 16,27\text{cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 16,27\text{cm}$$

✓ Pour l'étage courant $h_e = (3,06-0,50) = 2,56\text{m}$

$$a_{\min} \geq \max\{15\text{cm} ; 11,63\text{cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **20cm**

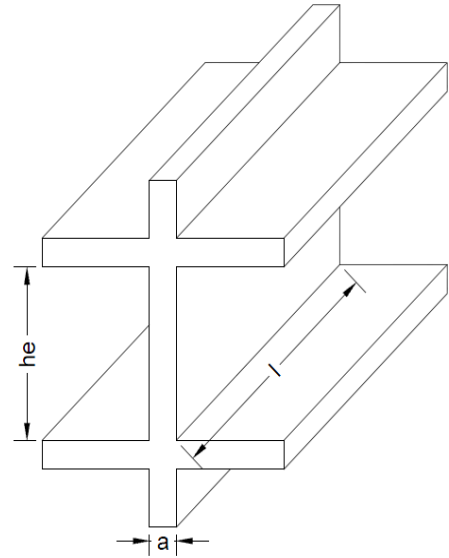


Figure.II.9: Coupe de voile en élévation.

II.3.3. Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du **BAEL91**, en appliquant les trois critères suivants :

- ✓ Critère de résistance.
- ✓ Critère de stabilité de forme.
- ✓ Règles du **RPA99 (version2003)**.

Les exigences de **RPA** en zone III

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

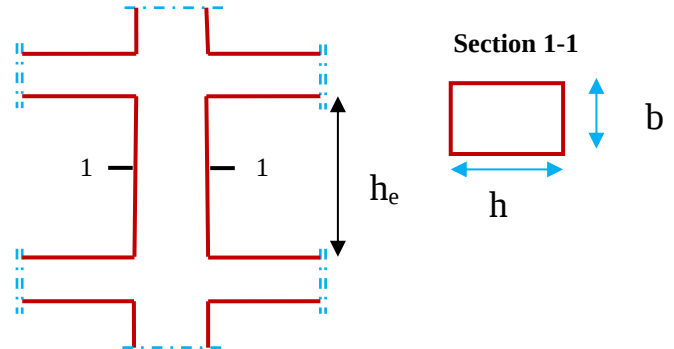


Figure II.10: Hauteur libre d'étage.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99 (version 2003)** citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau.II.2. Section des poteaux préalable.

étages	Sous-sol et RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème}	10 ^{ème} , 11 ^{ème} et 12 ^{ème}
	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅
Section (b×h) cm ²	40×50	40×45	35×45	35×40	35×35

II.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

II.4.1. Les Planchers :

a) Plancher terrasse :

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Etanchéité multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

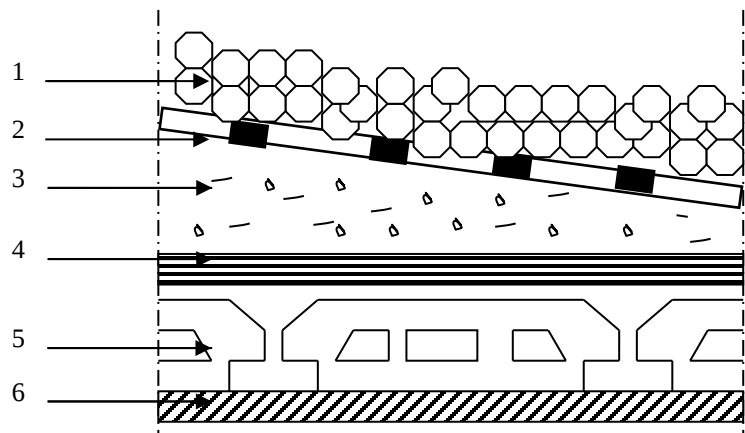


Figure.II.11: Plancher à corps creux de terrasse.

- ❖ Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2)[6] :

Tableau.II.3: Charge permanente de terrasse à corps creux.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	850
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
4	Forme de pente	0.1	22000	2200
3	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	dalle à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_T = 6330
Surcharge d'exploitation				Q_T = 1000

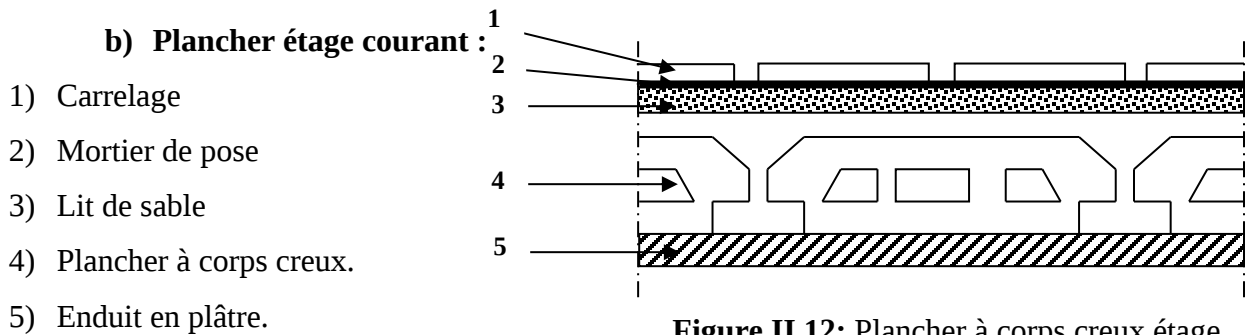


Figure.II.12: Plancher à corps creux étage

- ❖ Charge permanente (DTR B.C 2.2)[6] :

Tableau.II.4: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
	Cloison en brique	0.1	9000	1000
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_E = 5380
Surcharge d'exploitation				Q_E = 1500

c) Dalle pleine

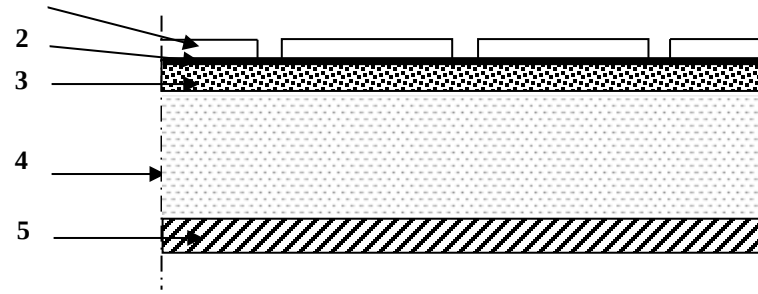


Figure.II.13: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau.II.5: Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
6	Cloisons intérieures	0.1	10000	1000
Charge permanente totale				G_R = 6330
Surcharge d'exploitation				Q_R = 5000

II.4.2. Balcon :

Tableau.II.6: Charge permanente et d'exploitation de balcon.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_b = 5330
Surcharge d'exploitation				Q_b = 3500

II.4.3. Cloisons extérieures :

Tableau.II.7: Charge permanente de cloisons extérieures.

Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Brique creux de 15	0.15	9000	1350
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creux de 10	0.1	9000	900
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale			G_E = 2810

II.4.4. L'escalier :

a) La paillasse RDC + EC :

Tableau.II.8: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

N°	Désignations		e (m)	γ (N/m³)	Charges (N/m²)
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		0,15/cos α	25000	4330
5	Enduit en plâtre		0,02/cos α	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _p = 8571
Charge d'exploitation totale					Q _p = 2500

b) Palier de repos RDC + EC :

Tableau.II.9: Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_{pr} = 5150
Surcharge d'exploitation				Q_{pr} = 2500

c) La paille sous-sol :

Tableau.II.10: Charge permanente et d'exploitation de la paille.

N°	Désignations		e (m)	γ (N/m³)	Charges (N/m²)
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,175/2	25000	1925
4	Poids de la paille		0,2/cos α	25000	5774
5	Enduit en plâtre		0,02/cos α	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _p = 9815
Charge d'exploitation totale					Q _p = 2500

d) Palier de repos sous-sol :

❖ Charge permanente : (DTR B.C 2.2)[6]

Tableau.II.11: Charge permanente de palier de repos.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.20	25000	5000
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_{pr} = 6400
Surcharge d'exploitation				Q_{pr} = 2500

II.5. DESCENTE DE CHARGES :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ✓ le poids propre de l'élément.
- ✓ la charge de plancher qu'il supporte.
- ✓ la part de cloison répartie qui lui revient.

✓ les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

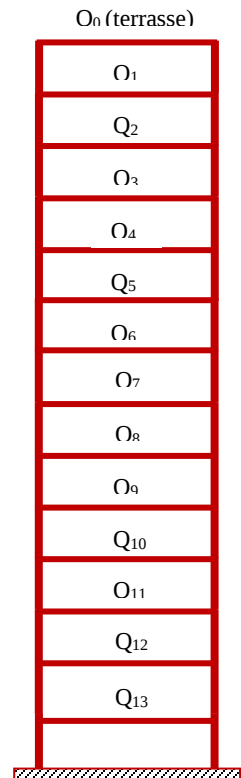
II.5.1. Loi de dégression : (DTR B.C.2.2)[6]

Soit q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0
 sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
 sous étage immédiatement inférieur :
 (Étage 2) $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
 (Étage 3) $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 (Étage 4) $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
 (Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

$\Sigma Q = Q_0$	= 1000 N
$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	= 2500 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	= 3850 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	= 5050 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	= 6100 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	= 7000 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6)$	= 7750 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7)$	= 8455 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.68 (Q_1 + \dots + Q_8)$	= 9160 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.66 (Q_1 + \dots + Q_9)$	= 9910 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	= 10750 N
$\Sigma Q = Q_0 + 0.63 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	= 11395 N



$$\Sigma Q = Q_0 + 0.62 (Q_1 + \dots + Q_{12}) = 12160 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.61 (Q_1 + \dots + Q_{13}) = 15030 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas

On prend un type de poteau suivant :

✓ **Poteau intermédiaire E5.**

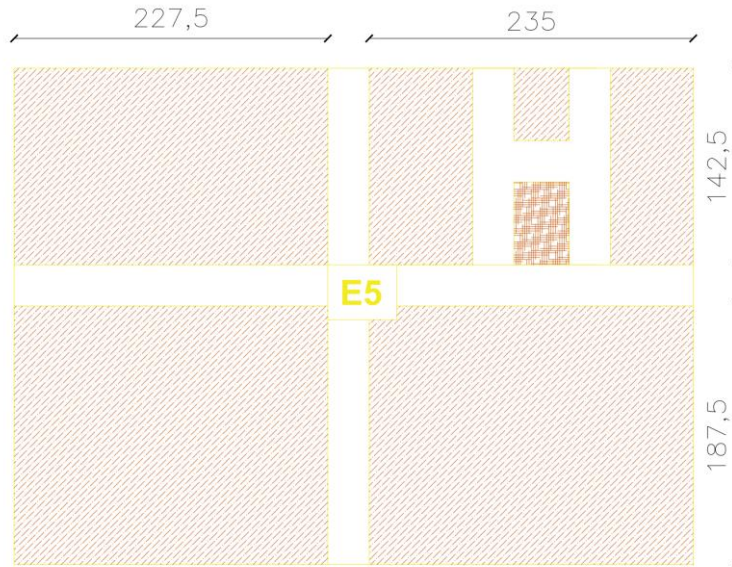


Figure.II.14: La surface afférente par le poteau E5.

❖ Surface afférente :

$$S = [(2.275 + 2.35) \times (1.425 + 1.875)] - 0.2 - 0.975 = 14.08 \text{ m}^2$$

❖ Surface afférente :

$$S = [(2.275 + 2.35) \times (1.425 + 1.875)] - 0.1575 - 0.975 = 14.13 \text{ m}^2$$

❖ Surface afférente :

$$S = [(2.275 + 2.35) \times (1.425 + 1.875)] - 0.12 - 0.975 = 14.16 \text{ m}^2$$

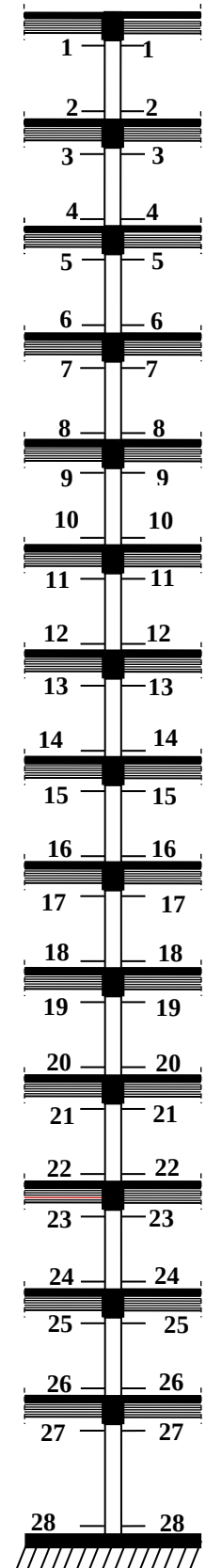


Tableau.II.12: Les différentes sections de poteau E5.

Les niveaux	Section du poteau	La surface du poteau m ²	La surface afférente (S) m ²
Sous-sol et RDC	40×50	0.2	14.08
1 ^{er} 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	40×45	0.18	14.1
4 ^{ème} ,5 ^{ème} et 6 ^{ème}	35×45	0.1575	14.13
7 ^{ème} ,8 ^{ème} et 9 ^{ème}	35×40	0.14	14.1475
10 ^{ème} ,11 ^{ème} et 12 ^{ème}	35×35	0.1225	14.165

Tableau.II.13: La descente de charge de poteau E5.

Section	Elément	Valeur	G (N)	Q (N)
PLANCHER TERRASSE				
01-01	-Plancher (corps creux) :	14.165×6330	89644.45	
	-Poutre principale :	0.3×0.5×4.575×25000	17156.25	
	-Poutre secondaire :	0.3×0.35×3.25×25000	8531.25	
	-poutres de cheminée	0.2×0.3×25000×3.25	4875	
		S/T	120206.95	
02-02 P ₅	-Venant 1-1 :		120206.95	
	-Poteau :	0.35×0.35×3.06×25000	9371.25	
		S/T	129578.2	
PLANCHER ETAGE COURANT				
03-03	-Venant 2-2 :		129578.2	
	- Plancher étage courant :	14.165×5380	76207.7	
	-PP+PS +PCH :	17156.25+8531.25+4875	30562.5	
		S/T	236348.4	
04-04 P ₅	-Venant 3-3 :	-Venant 3-3 :	236348.4	
	-Poteau :	(9371.25)	9371.25	
		S/T	245719.65	
05-05	Venant 4-4 :	Venant 4-4 :	245719.65	
	P.E.C + PP + PS+PCH:	(76207.7+30562.5)	106770.2	
		S/T	352489.85	
06-06	-Venant 5-5 :	-Venant 5-5 :	352489.85	

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

P ₅	-Poteau :	(9371.25)	9371.25	54535.25
		S/T	361861.1	
07-07	-Venant : 6-6 P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant : 6-6 (76113.55+30375)	361861.1	
			106488.55	
		S/T	468349.65	
08-08	-Venant 7-7 : P ₄ -Poteau :	-Venant 7-7 : 10710	468349.65	
			10710	
		S/T	479059.65	
09-09	-Venant : 8-8 P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant : 8-8 (76113.55+30375)	479059.65	
			106488.55	
		S/T	585548.2	
10-10	-Venant 9-9 : P ₄ -Poteau :	-Venant 9-9 : (10710)	585548.2	
			10710	
		S/T	596258.2	
11-11	-Venant 10-10 : - P.E.C + PP + PS+PCH:	-Venant 10-10 : (76113.55+30375)	596258.2	
			106488.55	
		S/T	702746.75	
12-12	-Venant 11-11: P ₄ -Poteau :	-Venant 11-11: (10710)	702746.75	
			10710	
		S/T	713456.75	99032.5
13-13	-Venant 12-12 : - P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant 12-12 : (76019.4+30187.5)	713456.75	
			106206.9	
		S/T	819663.65	
14-14	-Venant 13-13 : P ₃ -Poteau :	-Venant 13-13 : (12048.75)	819663.65	
			12048.75	
		S/T	831712.4	
15-15	-Venant 14-14 : - P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant 14-14 : (76019.4+30187.5)	831712.4	
			106206.9	
		S/T	937919.3	
16-16	-Venant 15-15 : P ₃ -Poteau :	-Venant 15-15 : 12048.75	937919.3	
			12048.75	
		S/T	949968.05	
17-17	-Venant 16-16 : - P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant 16-16 : (76019.4+30187.5)	949968.05	
			106206.9	
		S/T	1056174.95	

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

18-18 P ₃	-Venant 17-17 : -Poteau :	-Venant 17-17 : 12048.75 S/T	1056174.95 12048.75 1068223.7	129430.8
19-19	-Venant 18-18 : - P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant 18-18 : (75858+30056.25) S/T	1068223.7 105914.25 1174137.95	
20-20 P ₂	-Venant 19-19 : -Poteau :	-Venant 19-19 : 13770 S/T	1174137.95 13770 1187907.95	
21-21	-Venant 20-20 : - P.E.C + PP + PS+PCH:	-Venant 20-20 : 105914.25 S/T	1187907.95 105914.25 1293822.2	
22-22 P ₂	-Venant 21-21 : -Poteau :	-Venant 21-21 : 13770 S/T	1293822.2 13770 1307592.2	
23-23	-Venant 22-22 : - P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant 22-22 : 105914.25 S/T	1307592.2 105914.25 1413506.45	
24-24 P ₂	-Venant 23-23 : -Poteau :	-Venant 23-23 : 13770 S/T	1413506.45 13770 1427276.45	
25-25	-Venant 24-24 : - P.E.C + PP + PS+PCH :	-Venant 24-24 : 105619.15 S/T	1427276.45 105619.15 1532895.6	
26-26 P ₁	-Venant 25-25 : -Poteau :	-Venant 25-25 : 0.40×0.5×4.08×25000 S/T	1532895.6 20400 1553295.6	
27-27	-Venant 26-26 : - P.D.P + PP + PS	-Venant 26-26 : 96485.025+24993.75 S/T	1553295.6 121478.77 1674774.37	
28-28 P ₁	-Venant 27-27 : -Poteau :	-Venant 27-27 : 0.40×0.5×2.80×25000 S/T	1674774.37 14000 1688774.37	229395.375

II.5.2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 b.8.4, 1)

❖ Poteau intermédiaire (E-5) :

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times L_o \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 5.70 = 3.99 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{3.99}{0.40} = 34.55 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{3.99}{0.50} = 27.64$$

$$\lambda = 34.55 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{34.55}{35} \right)^2} = 0.711$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2)$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9 \% B \quad (\text{zone III})$$

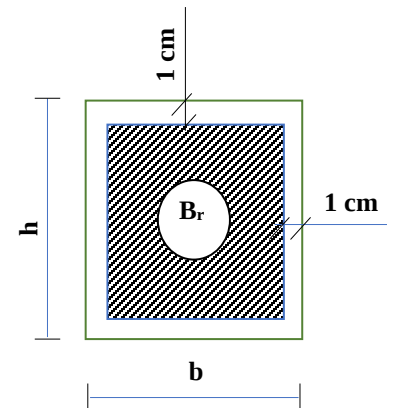
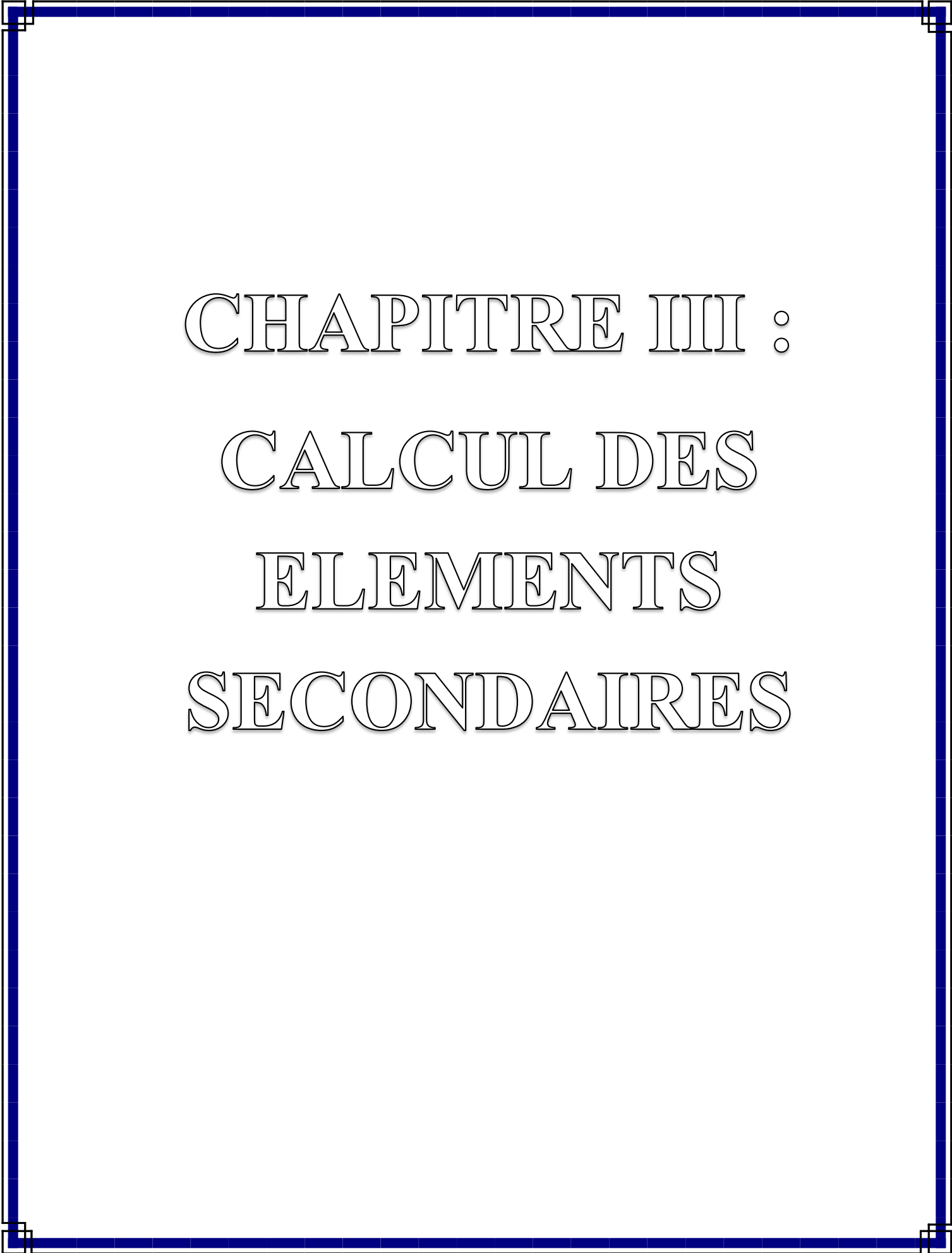


Tableau.II.14: tableau récapitulative.

	N_u (N)	$A_{\min}^{BAEL}$ (mm ²)	$A_{\min}^{RPA}$ (mm ²)	A (mm ²)	α	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (N)	condition
50*40	2623938.462	720	1800	1800	0.711	182400	2846747.826	Cv
45*40	2167827.458	680	1620	1620	0.80	163400	2871523.349	Cv
45*35	1636248.195	640	1417.5	1417.5	0.71	141900	2215783.09	Cv
40*35	1111715.363	600	1260	1260	0.71	125400	1959942.99	Cv
35*35	570315.36	560	1102.5	1102.5	0.71	108900	1704102.899	Cv



CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements directement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc ..) ou en béton armé (acrotère, balcon, etc. ...). Ces éléments sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure et leur calcul se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

- Acrotère. - dalle pleine
- Escalier. - balcon
- Plancher. -ascenseur

III.2. ACROTERE :

L'acrotère est un élément non structural coulé sur place en tourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse inaccessible et protéger le gravier de la poussée, assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse et d'empêcher la filtration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « **G** » et à la surcharge d'exploitation « **Q** » due à la main courante qui crée un moment « **M_Q** » au niveau de l'encastrement et La force sismique. Le calcul sera faire en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant préjudiciable.

III.2.1. Évaluation des charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$$G = 2110 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \text{ N/ml (plancher terrasse inaccessible).}$$

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3).}$$

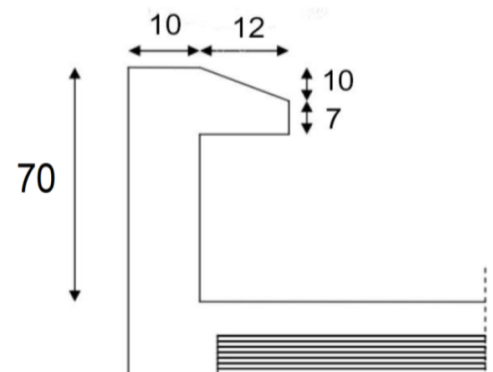


Figure.III.1. Modèle de calcul de l'acrotère.

Avec :

$$\begin{cases} A = 0.3 & \text{coefficient d'accélération de zone.} \\ C_p = 0.8 & \text{facteur de force horizontale} \\ W_p = 2110\text{N} & \text{Poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

Donc, $F_p = 2.025 \text{ KN}$

$F_p > 1,5 Q$ donc :

On va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage.

La distance d entre le point d'application de l'action sismique (F_p), et la section d'encastrement est égal à : $y_g = 0.391\text{m}$

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,11 \text{ kN/ml} ; Q = 1000 \text{ N/ml} ; F_p = 2,025 \text{ KN/ml}$$

Ces différentes charges sont représentées dans la figure suivante:

III.2.2. Calcul des efforts :

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable.

Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

E.L.U :

$$N_u = 1,35 G = \mathbf{2,84 \text{ kN}}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = \mathbf{1,05 \text{ kNm}}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = \mathbf{2,11 \text{ kN}}$$

$$M_{ser} = Q \times h = \mathbf{0,7 \text{ kNm}}$$

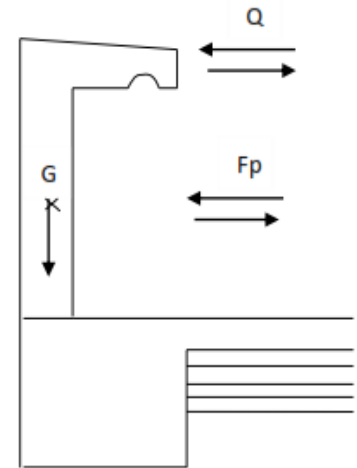


Figure.III.2: Charges appliquées sur l'acrotère

a) La combinaison accidentelle :

$$G + Q \pm E = 2,11 + 1 \pm 2,025$$

Suivant x

Suivant y

→ $M_a = (1 \times 0,7) + (2,025 \times 0.391) = \mathbf{1.49 \text{ KN.m}}$

→ $N_a = G = \mathbf{2,11 \text{ KN/ml}}$

Calcul du centre de gravité G (X_G, Y_G)

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(0.14 \times 6 \times 10^{-3}) + (0.05 \times 0.07) + (0.16 \times 8.4 \times 10^{-3})}{0.0844} = 0.067 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(0.633 \times 6 \times 10^{-3}) + (0.35 \times 0.07) + (0.565 \times 8.4 \times 10^{-3})}{0.0844} = 0.391 \text{ m}$$

Tableau.III.1: Les sollicitations de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison charges	G + Q ± E	1,35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,11	2,84	2,11
(M KN.m)	1.49	1,05	0,7

Donc, la combinaison qui donne les sollicitations les plus importants est ELU pour l'effort normal et la combinaison accidentelle pour le moment

b) Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit

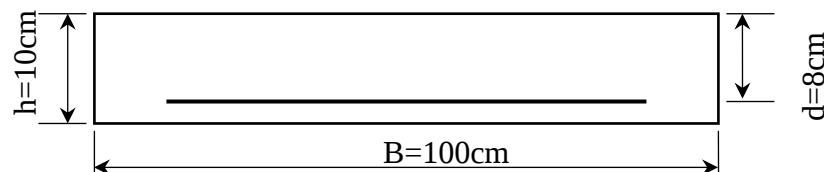
$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1050}{2848.5} = 0,368 \text{ m}$$

III.2.3. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE :

III.2.3.1. Armatures longitudinales :

a) E.L.U :

✓ Calcul de l'excentricité :

**Figure.III.3:** La section équivalente de calcul de l'acrotère

Selon CBA93 (article A.4.3.5) [2] en adopte une excentricité totale de calcul

$$e = e_2 + e_0 + e_a$$

Avec :

e₀ : Excentricité structurale.

e₂ : Excentricité due aux effets su second ordre liés à la déformation de la structure

e_a: Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1050}{2848.5} = 0.368\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.11\text{m} \dots \dots \dots (2)$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ La section est partiellement comprimée $\Rightarrow$ le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}) \Rightarrow \max(2\text{cm}; \frac{70}{250}) = 2\text{cm} \quad \text{BAEL A4.3.5[3]}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

$\varphi = 2$ c'est le rapport de la déformation final sue au fluage a la déformation instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égale à 2.

Pour calculer l'excentricité e_2 on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

l_f : Longueur de flambement de la pièce : $l_f = h \times 2 \quad l_f = 2 \times 0.7 = 1.4 \text{ m}$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.368 + 0.02 = 0.388 \text{ m}$$

$$\frac{1.4}{0.1} \leq \text{Max} \left[15; 20 \times \frac{0.388}{0.7} \right]$$

$$\frac{1.4}{0.1} \leq \text{Max}[15; 11.08] \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc on calcul e_2 :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G}$$

$$\alpha = \frac{0}{245 + 0} = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(1.4)^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a \Rightarrow e = 0.011 + 0.02 + 0.368$$

$$\mathbf{e = 0.399 \text{ m}}$$

✓ Les sollicitations majorées :

$$M_{UG} = N_u \times e \Rightarrow M_u = 2848.5 \times 0.399 = 1136.55 \text{ N.m.}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow 1222 \text{ N.m}$$

Etape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{1222 \times 10^3}{1000 \times (80)^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.0134$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.0168$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_{u1} = \frac{1222 \times 10^3}{79 \times 348}$$

$$A_{u1} = 0.44 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ Retour a la section réelle :

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_u = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

✓ Vérification de condition de non fragilité : **BAEL (Art A.4.2,1) [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc } A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de l'espacement :

Les armatures principales :

$$St \leq \frac{b}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les armatures de répartition :

$$St \leq \frac{h}{3} = 23.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

b) E.L.S :

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} \Rightarrow e = \frac{700}{2110} \quad e = 0.331 \text{ m.}$$

$$e > \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m.}$$

Donc : nous avons une section partiellement comprimée on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus

$$M_{\text{ser/A}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}}(d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_{\text{ser/A}} = 700 + 2110 (0.08 - \frac{0.1}{2})$$

$$M_{\text{ser/A}} = 763.3 \text{ N.m.}$$

✓ Calcul de moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc} \Rightarrow M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} (1 - \frac{\alpha_r}{3}) \quad \alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$$

✓ La contrainte d'acier : fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) \eta = 1.6 \Rightarrow \sigma_s = \min (266.66 ; 240)$$

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \alpha_r = 0.484 \quad \mu_r = 0.203$$

$$M_1 = 0.203 \times 1000 \times 80^2 \times 15$$

$$M_1 = 19.48 \text{ MN.mm}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \frac{\alpha_r}{3})$$

$$Z = 0.067$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser/A}}}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{763.3 \times 10^3}{67 \times 240}$$

$$A_s = 0.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = 47 - \frac{2110}{240}$$

$$A_{ser} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (0.36 ; 0.38 ; 0.966)$$

$$\text{On adopter: } A_{s1} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{HA8} .$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{F_e} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185 d}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 \times \frac{399 - 0.45 \times 80}{399 - 0.185 \times 80} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = A_{s1}$$

✓ Vérification de condition de cisaillement :

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

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

$$T_u = F_p + Q = 3.025 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{3025}{1000 \times 80} = 0.037 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

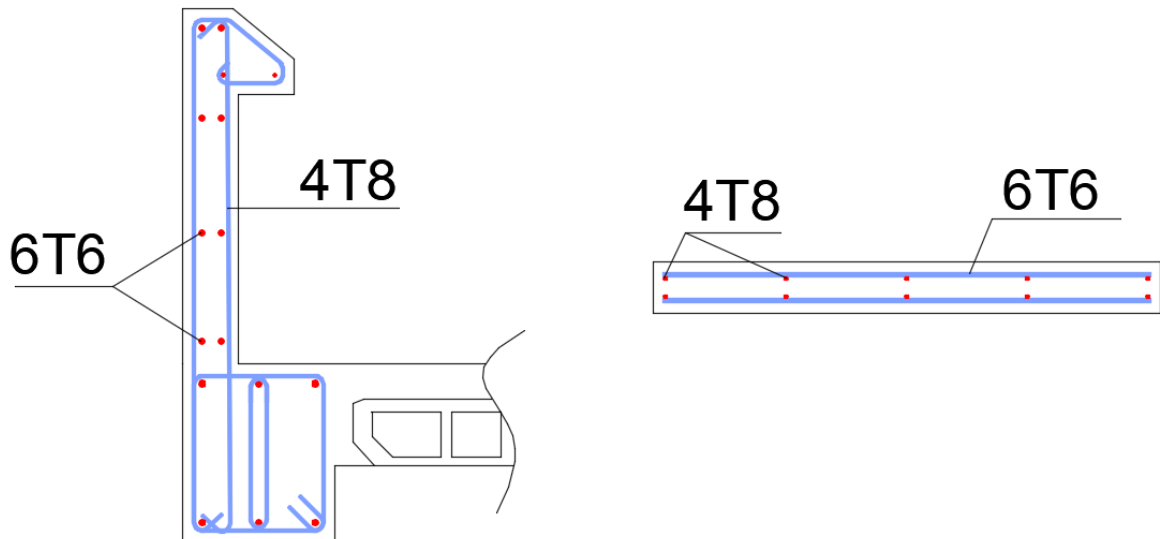


Figure.III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. LES ESCALIERS :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.3.1. Escalier type 1 : étage courant + RDC :

a) Charges et surcharges :

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 7100 \text{ N/m}^2 \\ Q_v = 2500 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 4650 \text{ N/m}^2 \\ Q_p = 2500 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

G_v : Charge permanente de la volée

Q_v : Charge variable de la volée

G_p : Charge permanente du palier

Q_p : Charge variable du palier

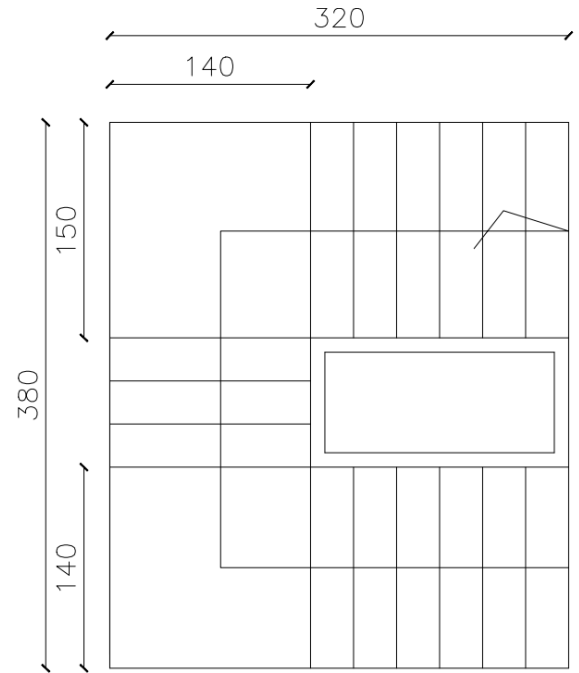


Figure.III.5: Vue en plan d'escalier type 1.

b) Schéma statique :

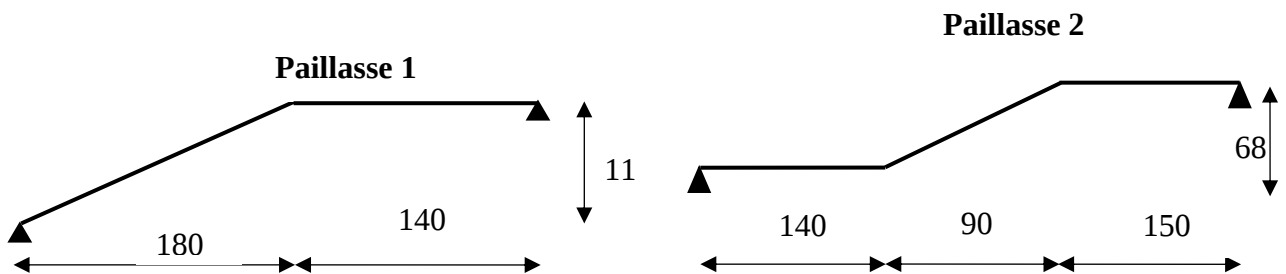


Figure.III.6: Schéma statique d'escaliers.

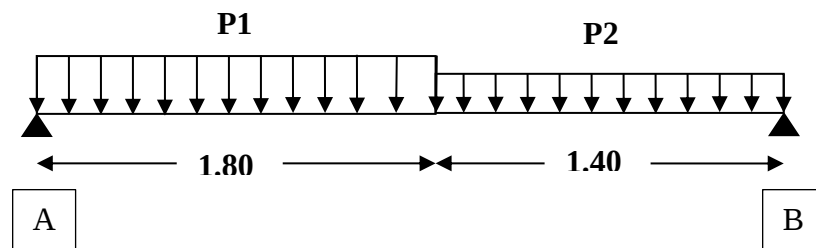
c) Combinaisons des charges :

$$\text{➤ E.L.U : } P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{➤ E.L.S : } P_{ser} = G + Q$$

Tableau.III.2: Les combinaisons des charges d'escalier type 1.

Désignation	Volée P ₁ (N/ml)	Palier P ₂ (N/ml)
ELU	13335	10027.5
ELS	9600	7150

d) Calcul des sollicitations :➤ **Paillasse 1 :**✓ **Calcul des réactions :**- **ELU :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.2 R_A - (13.335 \times 1.8 \times 2.3) - (10.0275 \times 1.4 \times 0.7) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 20.323 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B$$

$$= (13.335 \times 1.8) + (10.0275 \times 1.4)$$

$$\Rightarrow R_B = 17.718 \text{ kN.}$$

- **ELS :**

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.2 R_A - (9.6 \times 1.8 \times 2.3) - (7.15 \times 0.7 \times 1.4) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 14.609 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9.6 \times 1.8) + (7.15 \times 1.4)$$

$$\Rightarrow R_B = 12.681 \text{ kN.}$$

✓ Calcul des moments et efforts tranchants :

- ELU :

Pour: $0 \leq x \leq 1.8$ m

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 20.323 - 13.335 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 20.323 \text{ kN} \\ x = 1.8 \text{ m} \rightarrow T(x) = -3.68 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 20.323 x - 13.335 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 13.335 x - 20.323 = 0 \Rightarrow x = 1.52 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.52 \rightarrow M(x) = 15.48 \text{ kN.m} \\ x = 1.8 \rightarrow M(x) = 14.97 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour: $1.8 \leq x \leq 3.2$ m

Effort tranchant:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = -3.68 - 10.0275 (x - 1.8)$$

$$\begin{cases} x = 1.8 \rightarrow T(x) = -3.68 \text{ kN} \\ x = 3.2 \text{ m} \rightarrow T(x) = -17.71 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

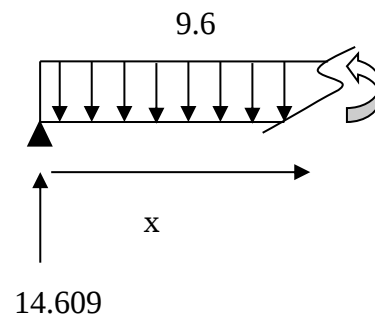
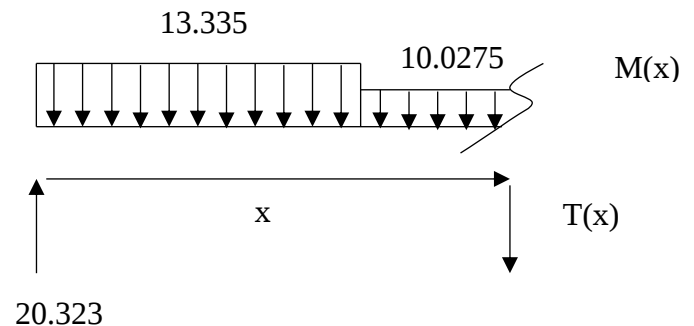
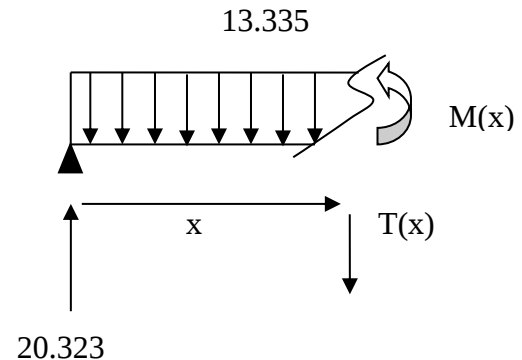
$$M(x) = -5.013x^2 + 14.369x + 5.352 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.0275x + 14.369 = 0 \Rightarrow$$

$$x = 1.43 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.43 \rightarrow M(x) = 15.64 \text{ kN.m} \\ x = 1.8 \rightarrow M(x) = 14.97 \text{ kN.m} \\ x = 3.2 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- ELS :

Moment fléchissant:

Pour: $0 \leq x \leq 1.8$ m

$$M(x) = 14.609 x - 9.6 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow 9.6 x - 14.609 = 0 \Rightarrow x = 1.52 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.52 \rightarrow M(x) = 11.115 \text{ kN.m} \\ x = 1.8 \rightarrow M(x) = 10.74 \text{ kN.m} \end{cases}$$

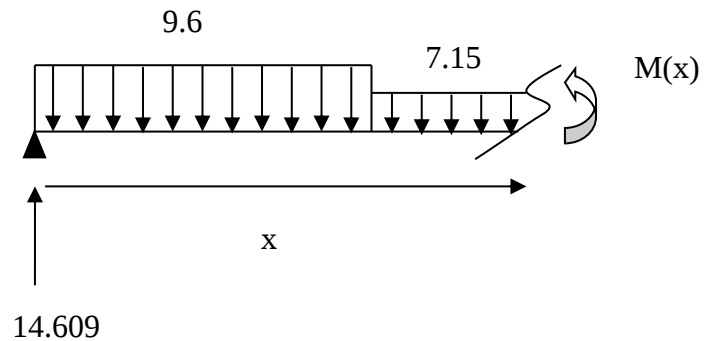
Pour: $1.8 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

$$M(x) = -3.575 x^2 + 10.19 x + 3.96$$

$$\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7.15 x + 10.19 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.425 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.425 \rightarrow M(x) = 11.22 \text{ kN.m} \\ x = 1.8 \rightarrow M(x) = 10.71 \text{ kN.m} \\ x = 3.2 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$



On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

Tableau.III.3: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 1.

Désignation	M_0 (N.m)	$M_a = 0.5M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	T_u (N)
ELU	15640	7820	13294	20323
ELS	11220	5610	9537	-

E.L.U:

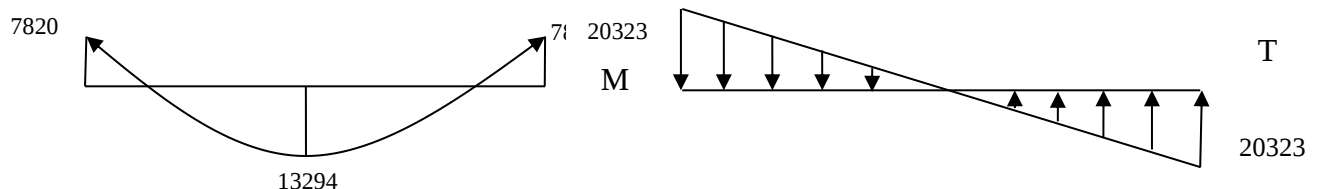


Figure.III.7: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.

E.L.S :

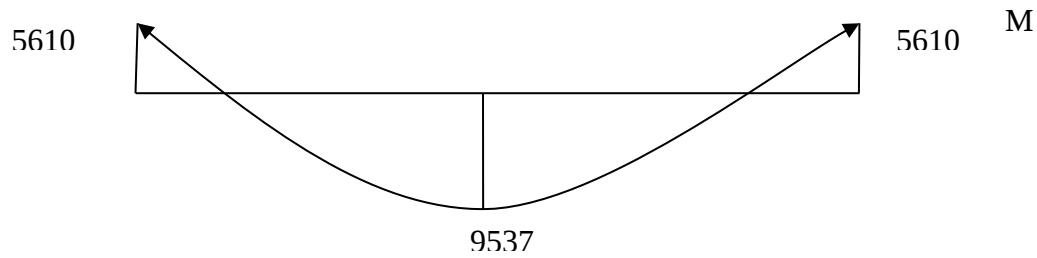
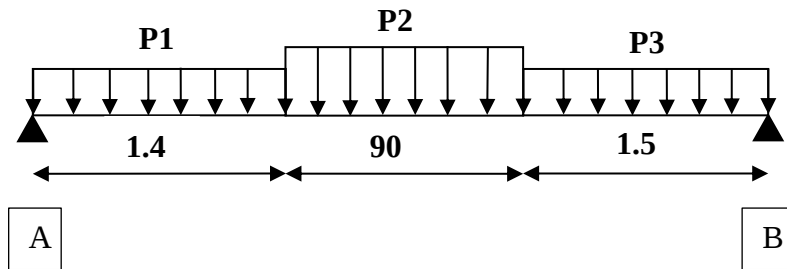


Figure.III.8: Diagramme des moments en E.L.S.

➤ paillasse 2:



✓ Calcul des réactions :

- ELU :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.8 R_A - (10.0275 \times 1.4 \times 3.1) - (13.335 \times 0.9 \times 1.95) - (10.0275 \times 1.5 \times 0.75) = 0 \Rightarrow R_A = 20.579 \text{ kN.}$$

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B \\ &= (13.335 \times 0.9) + (10.0275 \times 1.5) + (10.0275 \times 1.4) - 2.579 \\ &\Rightarrow R_B = 20.502 \text{ kN.} \end{aligned}$$

- ELS :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.8 R_A - (7.15 \times 1.4 \times 3.1) - (9.6 \times 0.9 \times 1.95) - (7.15 \times 1.5 \times 0.75) = 0 \Rightarrow R_A = 14.71 \text{ kN.}$$

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B \\ &= (9.6 \times 0.9) + (7.15 \times 1.5) + (7.15 \times 1.4) - 14.71 \\ &\Rightarrow R_B = 14.665 \text{ kN.} \end{aligned}$$

✓ Calcul des moments et efforts tranchants :

- ELU :

Pour: $0 \leq x \leq 1.4$ m

Effort tranchant:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 20.579 - 10.0275 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 20.579 \text{ kN} \\ x = 1.4 \text{ m} \rightarrow T(x) = 6.54 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

$$M(x) = 20.579 x - 10.0275 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 10.0275 x - 20.579 = 0 \Rightarrow x = 2.05 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2.05 \rightarrow M(x) = 21.11 \text{ kN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M(x) = 18.98 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour: $1.4 \leq x \leq 2.3$ m

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 25.20 - 13.335 x$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow T(x) = 2.64 \text{ kN} \\ x = 2.3 \text{ m} \rightarrow T(x) = -5.47 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -6.66x^2 + 25.20x - 3.24 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -13.32x + 25.20 = 0 \Rightarrow$$

$$x = 1.89 \text{ m}$$

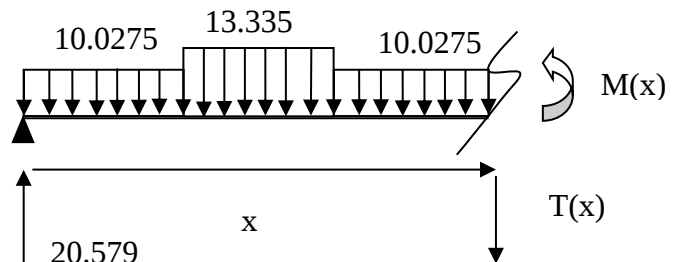
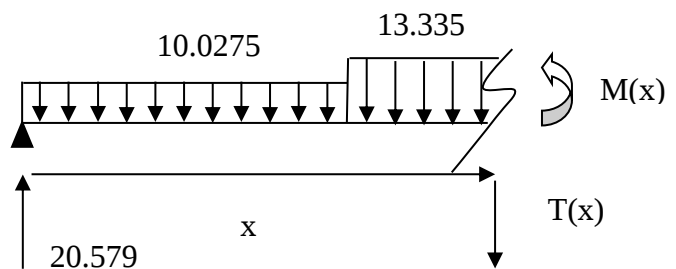
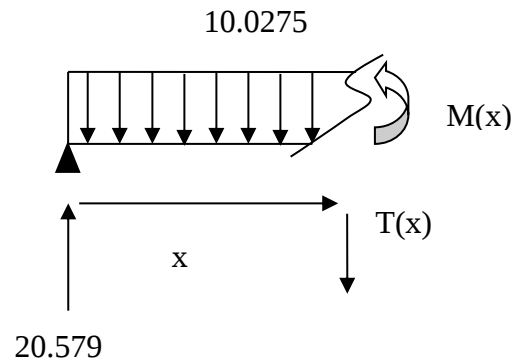
$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow M(x) = 18.98 \text{ kN.m} \\ x = 1.89 \rightarrow M(x) = 20.59 \text{ kN.m} \\ x = 2.3 \rightarrow M(x) = 19.48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour: $2.3 \leq x \leq 3.8$ m

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 17.60 - 10.0275x$$

$$\begin{cases} x = 2.3 \rightarrow T(x) = -5.46 \text{ kN} \\ x = 3.8 \text{ m} \rightarrow T(x) = -20.50 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = -5.013x^2 + 17.59x + 5.50 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.026x + 17.59 = 0 \Rightarrow$$

$$x = 1.75 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.75 \rightarrow M(x) = 20.93 \text{ kN.m} \\ x = 2.3 \rightarrow M(x) = 19.43 \text{ kN.m} \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- ELS

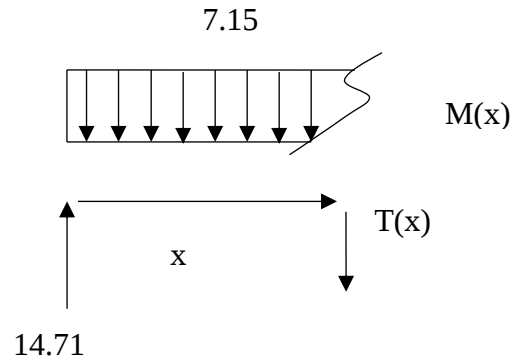
Pour: $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

Moment fléchissant:

$$M(x) = 14.71x - 7.15 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow -7.15x + 14.71 = 0 \Rightarrow x = 2.05 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2.05 \rightarrow M(x) = 15.13 \text{ kN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M(x) = 13.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

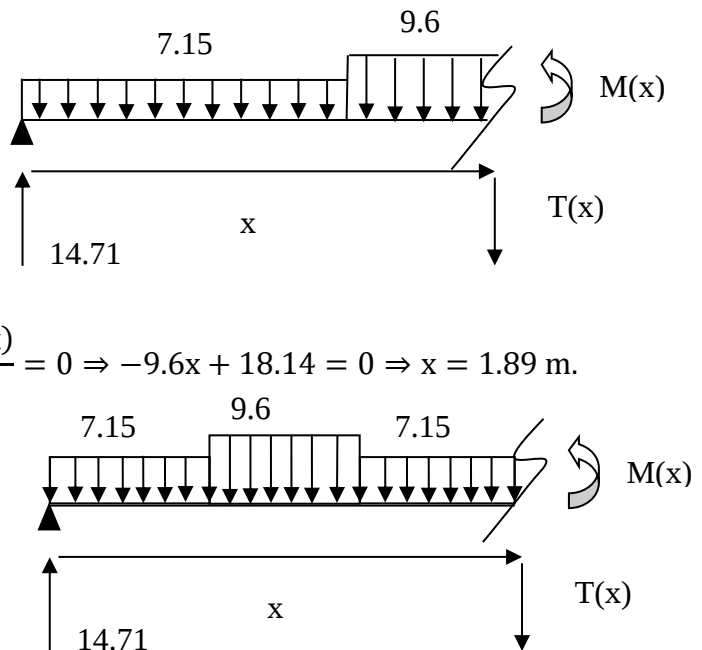


Pour : $1.4 \leq x \leq 2.3 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -4.8x^2 + 18.14x - 2.4 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -9.6x + 18.14 = 0 \Rightarrow x = 1.89 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow M(x) = 13.58 \text{ kN.m} \\ x = 1.89 \rightarrow M(x) = 14.73 \text{ kN.m} \\ x = 2.3 \rightarrow M(x) = 13.93 \text{ kN.m} \end{cases}$$



Pour: $2.3 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -3.57x^2 + 12.5x + 4.01 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7.14x + 12.5 = 0 \Rightarrow x = 1.75 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.75 \rightarrow M(x) = 14.95 \text{ kN.m} \\ x = 2.3 \rightarrow M(x) = 13.87 \text{ kN.m} \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

Le moment sur appuis : $M^a = (0.3, 0.5) M_0$

Le moment sur travée : $M^t = (0.7, 0.85) M_0$

Tableau.III.4: Tableau récapitulatif des sollicitations de paillasse 2.

Désignation	M_0 (N.m)	$M_a = 0.5M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	T_u (N)
ELU	21110	10555	17934.5	20579
ELS	15130	7655	13013.5	-

E.L.U:

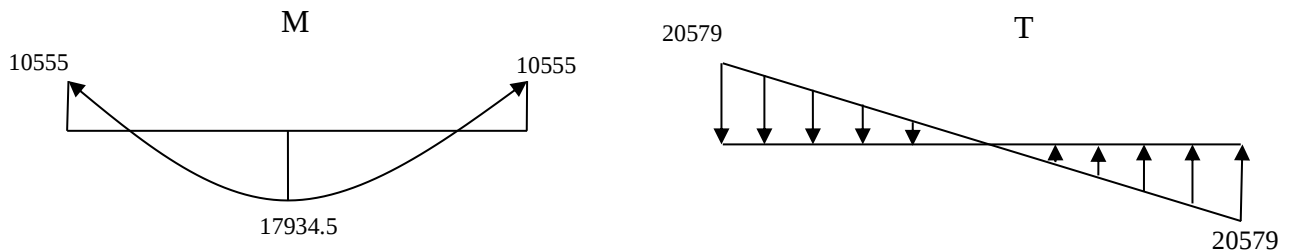


Figure.III.9: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.

E.L.S :

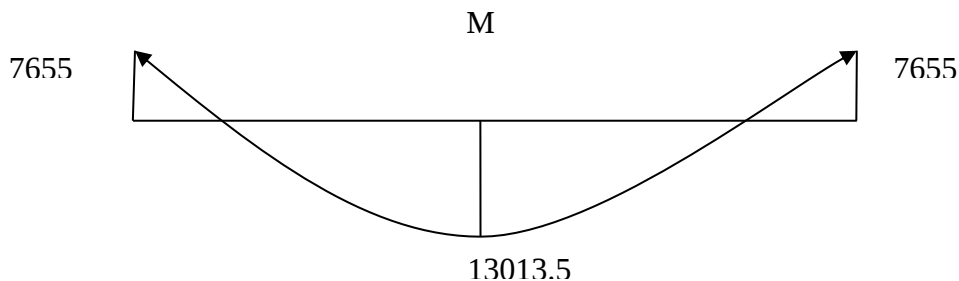


Figure.III.10: Diagramme des moments en E.L.S.

e) Calcul des armatures :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple ; Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

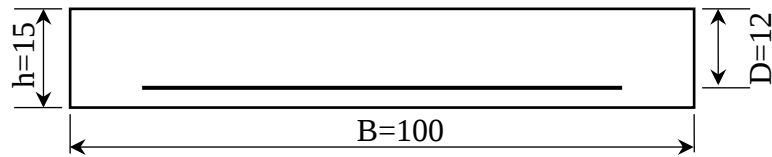


Figure.III.11: La section équivalente de calcul d'escalier type 1.

➤ **Armatures longitudinales :**

- E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \quad \overline{\sigma_b} = 14,2 \text{ MPa} , \quad \mu_\ell = 0.392$$

$$b = 1 \text{ m} , \quad d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm. (C: l'enrobage). } \mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha) , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z}$$

Tableau.III.5: Armatures longitudinales paillasse 1.

Désignation	M_U (N.m)	μ	Z	A_{cal} (cm ²)
Travée	17934.5	0,087	11.45	4.5
Appuis	10555	0,051	11.68	2.59

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 120 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4) [3]**

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} \geq 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_s = \max(A_u, A_{min})$$

Tableau.III.6: récapitulation des résultats.

Désignation	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	2.59	1,45	2.59	4T10 = 3.15
Travée	4.5	1,45	4.5	4T12 = 4.52

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20579}{1000 \times 120} = 0.171 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.171 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4}$$

Tableau.III.7: les armatures de répartition.

Désignation	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.13	3T8 = 1.51
Appuis	0.78	3T8 = 1.51

➤ **Espacement entre les armatures : (BAEL91 A.8.2, 42) [3]**

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t : \begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Armatures transversales :**

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

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

f) Vérification à L'E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.8: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{N.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	13013.5	4.52	3.88	6417.38	7.86	vérifiée
Appuis	7655	3.15	3.22	4755.30	5.18	

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1 1) [3]:**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : $h=0.15 \text{ m}$ et $l=3.8 \text{ m}$.

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.039 < 0.062 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_0}{M_t} \quad 0.039 < 0.085 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0026 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

Donc il y'a un risque de la flèche:

Il faut que :

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \quad \text{(BAEL B.6.5.2, B.6.5.3) [3]}$$

Avec:

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 2822.68 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.54$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 5.58$$

$$f = \frac{17.934}{10 \times 32164.2 \times 1758.97} = 0.0031 \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{380}{1000} = 0.43 \text{ cm}$$

$f = 0.0031 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.43 \text{ cm}$. Donc la flèche est Vérifiée.

III.3.2. Escalier type 2 : (Sous-sol)

g) Charges et surcharges :

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 8599 \text{ N/m}^2 \\ Q_v = 2500 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 5900 \text{ N/m}^2 \\ Q_p = 2500 \text{ N/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

G_v : Charge permanente de la volée

Q_v : Charge variable de la volée

G_p : Charge permanente du palier

Q_p : Charge variable du palier

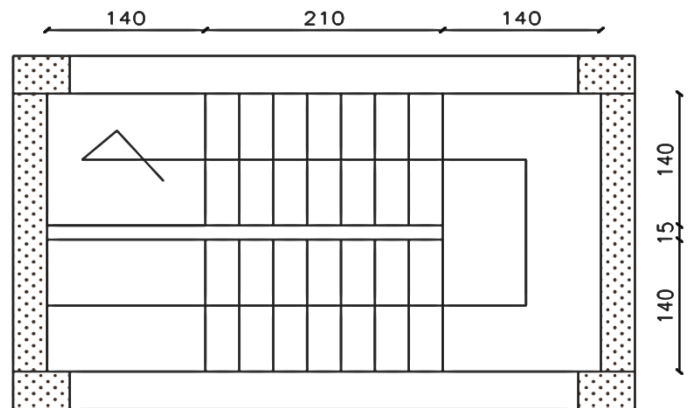


Figure.III.12: Vue en plan d'escalier type 2

h) Schéma statique :

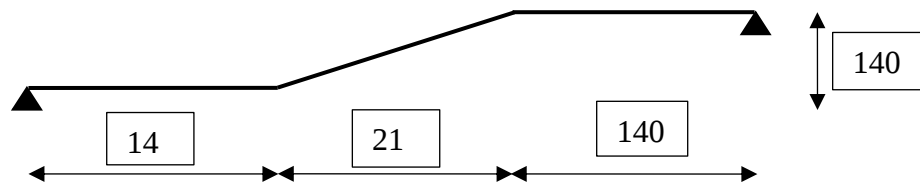


Figure.III.13: Schéma statique d'escaliers type 2.

i) Combinaison des charges :

$$\text{❖ E.L.U : } P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{❖ E.L.S : } P_{ser} = G + Q$$

Tableau.III.9: Les combinaisons des charges d'escalier type 2.

Désignation	Volée P1 (N/ml)	Palier P2 (N/ml)
ELU	15358.65	11715
ELS	11099	8400

j) Calcul des sollicitations :

✓ Calcul des réactions

- ELU

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.9 R_A - (11.715 \times 1.4 \times 4.2) - (15.358 \times 2.1 \times 2.45) - (11.715 \times 1.4 \times 0.7) = 0 \Rightarrow R_A = 32.71 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.358 \times 2.1) + (11.715 \times 1.4) + (11.715 \times 1.4) - 32.71 \Rightarrow R_B = 32.72 \text{ kN.}$$

- ELS

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.9 R_A - (8.4 \times 1.4 \times 4.2) - (11.099 \times 2.1 \times 2.45) - (8.4 \times 1.4 \times 0.7) = 0 \Rightarrow R_A = 23.41 \text{ kN.}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.099 \times 2.1) + (8.4 \times 1.4) + (8.4 \times 1.4) - 23.41 \Rightarrow R_B = 23.41 \text{ kN.}$$

✓ Calcul des moments et efforts tranchants :

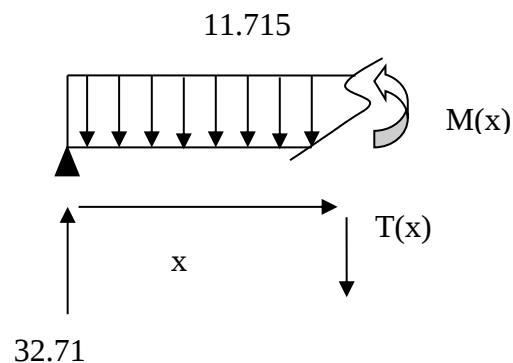
- ELU

Pour: $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 32.71 - 11.715 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 32.71 \text{ kN} \\ x = 1.4 \text{ m} \rightarrow T(x) = 16.30 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = 32.71x - 11.715 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 11.715x - 32.71 = 0 \Rightarrow x = 2.79 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2.79 \rightarrow M(x) = 48.28 \text{ kN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M(x) = 34.31 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour: $1.4 \leq x \leq 3.5 \text{ m}$

Effort tranchant:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 37.81 - 15.358x$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow T(x) = 16.30 \text{ kN} \\ x = 2.5 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -15.94 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant:

$$M(x) = -7.679x^2 + 37.81x - 3.57 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.358x + 37.81 = 0 \Rightarrow x = 2.46 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow M(x) = 34.31 \text{ kN.m} \\ x = 2.46 \rightarrow M(x) = 42.97 \text{ kN.m} \\ x = 3.5 \rightarrow M(x) = 34.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour: $3.5 \leq x \leq 4.9 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T(x) = 25.05 - 11.715x$$

$$\begin{cases} x = 3.5 \rightarrow T(x) = -15.95 \text{ kN} \\ x = 4.9 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -32.35 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -5.85x^2 + 25x + 18.82 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.715x + 25 = 0 \Rightarrow x = 2.13 \text{ m}$$

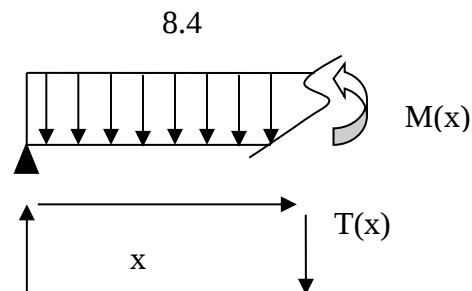
$$\begin{cases} x = 2.13 \rightarrow M(x) = 59.60 \text{ kN.m} \\ x = 3.5 \rightarrow M(x) = 34.65 \text{ kN.m} \\ x = 4.9 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- ELS :

Pour: $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 23.41x - 8.4 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0$$



$$\Rightarrow -8.4x + 23.41 = 0 \Rightarrow x = 2.78 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2.78 \rightarrow M(x) = 34.23 \text{ kN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M(x) = 24.54 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Pour : $1.4 \leq x \leq 3.5 \text{ m}$

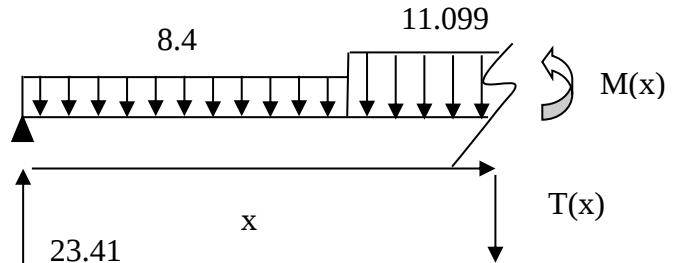
Moment fléchissant :

$$M(x) = -5.54x^2 + 27.18x - 2.63$$

$$\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.099x + 27.18 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.44 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow M(x) = 24.56 \text{ kN.m} \\ x = 2.44 \rightarrow M(x) = 30.70 \text{ kN.m} \\ x = 3.5 \rightarrow M(x) = 24.62 \text{ kN.m} \end{cases}$$



Pour: $3.5 \leq x \leq 4.9 \text{ m}$

Moment fléchissant:

$$M(x) = -4.2x^2 + 17.75x + 13.88$$

$$\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -8.4x + 17.75 = 0 \Rightarrow$$

$$x = 2.11 \text{ m}$$

$$\begin{cases} x = 2.11 \rightarrow M(x) = 32.63 \text{ kN.m} \\ x = 3.5 \rightarrow M(x) = 24.59 \text{ kN.m} \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

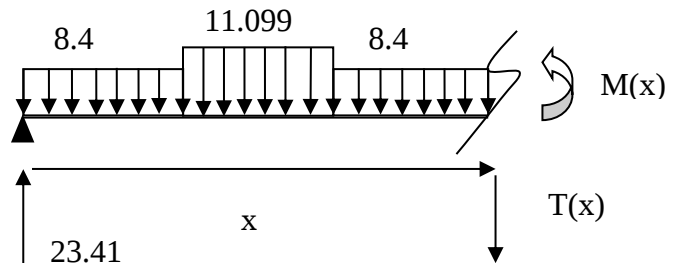


Tableau.III.10: Tableau récapitulatif des sollicitations de type 2.

Désignation	$M_o \text{ (N.m)}$	$M^a = 0.5 M_o$	$M^t = 0.85 M_o$	$T_u \text{ (N)}$
ELU	59600	29800	50660	32710
ELS	34230	17115	29095.5	-

E.L.U:

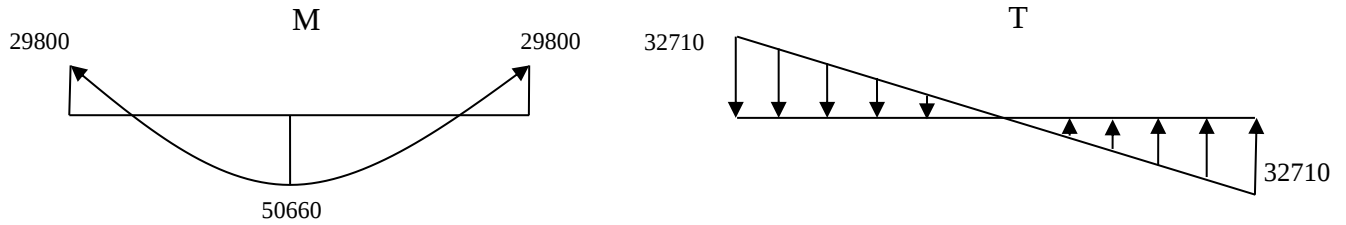


Figure.III.14: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.

E.L.S :

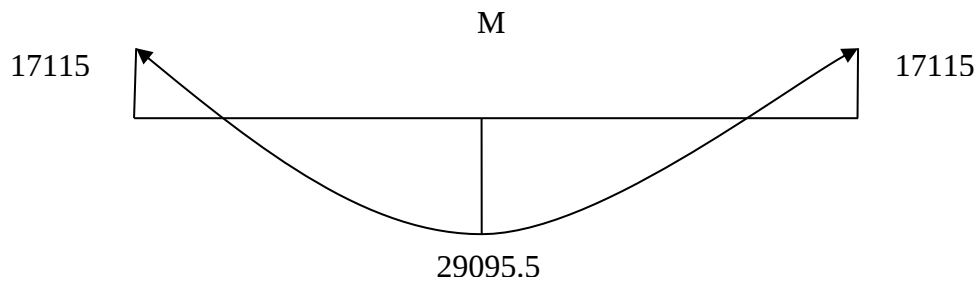


Figure.III.15: Diagramme des moments en E.L.S.

e) Calcul des armatures :

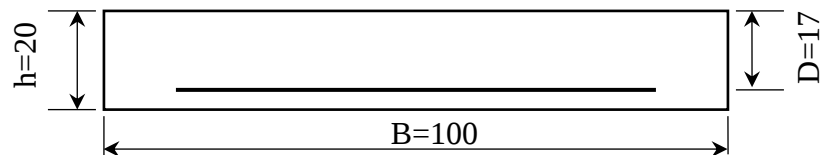


Figure.III.16: La section équivalente de calcul d'escalier type 2.

➤ Armatures longitudinales :

- E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \quad , \quad \mu_l = 0.392$$

$$b = 1 \text{ m} \quad , \quad d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm. (C: l'enrobage).} \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z}$$

Tableau.III.13: Armatures longitudinales (type 2).

Désignation	M_u (N.m)	μ	Z	A^{cal} (cm ²)
Travée	50660	0,123	15.88	9.16
Appuis	29800	0,072	16.36	5.23

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 170 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 2.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4)**

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 17 \Rightarrow A_{\min} \geq 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u, A_{\min})$$

Tableau.III.14: récapitulation des résultats.

Désignation	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	5.23	2.05	5.23	5T12 = 5.65
Travée	9.16	2.05	9.16	6T14 = 9.24

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{32710}{1000 \times 170} = 0.192 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors :

(BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.192 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{\max}}{4}$$

Tableau.III.15: les armatures de répartition.

Désignation	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.31	3T10=2.36
Appuis	1.41	3T8 = 1.51

➤ **Espacement entre les armatures : (BAEL91 A.8.2, 42) [3]**

- Armatures longitudinales :

$$S \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Armatures transversales :

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

$$\begin{cases} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

f) Vérification en E.L.S:

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.16: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{N.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	29095.5	9.24	5.61	23866.15	6.83	vérifiée
Appuis	17115	5.65	4.58	16275.62	4.81	

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [3]:**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **B.A.E.L.91 modifié 99** :

Avec : $h=0.15 \text{ m}$ et $l=3.8 \text{ m}$.

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.040 < 0.062 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.040 < 0.085 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.005 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

Donc il y'a un risque de la flèche:

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7481.55 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.65$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 3.86$$

$$f = \frac{29095.5}{10 \times 32164.2 \times 7481.55} = 0.011 \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{490}{1000} = 0.54 \text{ cm}$$

$$f = 0.011 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.54 \text{ cm.} \quad \text{donc la flèche est Vérifiée.}$$

III.3.3. Etude de la poutre palière :

La poutre palière c'est la poutre qui supporte la paillasse d'escalier.

a) Dimensionnement Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

On a : $L = 4.175 \text{ m}$

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 27.83 \leq h \leq 41.75 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Exigences du **RPA99/2003**:

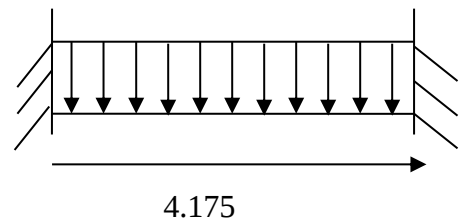
$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc on adopte $b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$

b) Sollicitations de la poutre palière :

➤ Les charges sur la poutre :

$$g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$



➤ **La charge transmise par l'escalier**

$$\text{ELU : } R_A^u = 20.323 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^s = 14.609 \text{ KN}$$

- **ELU :**

$$q_u = 1.35 \times (g_0) + R_A^u = 1.35 \times 3 + 20.323 = 24.37 \text{ KN/m}$$

$$M_u^t = \frac{ql^2}{24} = \frac{24.37 \times 4.175^2}{24} = 17.69 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{ql^2}{12} = \frac{24.37 \times 4.175^2}{12} = 35.39 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{24.37 \times 4.175}{2} = 50.87 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$q_s = (g_0) + R_A^s = 3 + 14.609 = 17.609 \text{ KN/m}$$

$$M_s^t = \frac{ql^2}{24} = \frac{17.609 \times 4.175^2}{24} = 12.78 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = \frac{ql^2}{12} = \frac{17.609 \times 4.175^2}{12} = 25.57 \text{ KN.m}$$

c) **Calcul de la section d'armature à la flexion simple :**

➤ **Armatures Principales :**

On a : $b=30\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=38 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau.III.17: tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	α	z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$
Travée	17.69	0.028	0.035	37.46	1.35	1.37	1.37
Appui	35.39	0.057	0.073	36.89	2.75	1.37	2.75

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{50.87}{300 \times 380} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_{t1} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{300 \times 150 \times (0.44 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} < 0.45 \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

d) Calcul à la torsion :

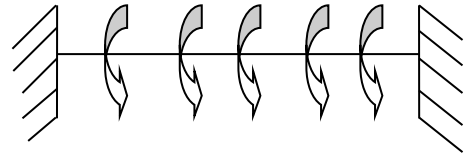
➤ **Moment de torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{tor}} = -M_a \times \frac{L}{2} = -13.294 \times \frac{4.175}{2} = -27.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \Omega e}$$



- e : épaisseur de la paroi.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 875 \text{ cm}^2$

- U : périmètre de la section . $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{27.75}{2 \times 875 \times 5} = 3.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{27.75 \times 120 \times 1.15}{2 \times 875 \times 400} = 5.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage transversales :**

$$A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \Omega \times f_e} = \frac{27.75 \times 150}{2 \times 875 \times 400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

e) Ferraillage global :

➤ **Ferraillage longitudinal :**

- **En travée :**

$$A_{tot} = \begin{cases} A_t = A_t^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.37 + \frac{5.47}{2} = 4.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{tor}}{2} = \frac{5.47}{2} = 2.73 \text{ cm}^2 \quad 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **En appui :**

$$A_{tot} = \begin{cases} A_t = A_t^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.75 + \frac{5.47}{2} = 5.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{tor}}{2} = \frac{5.47}{2} = 2.73 \text{ cm}^2 \quad 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Ferraillage transversal :**

$$A_t^{tot} = A_t^{Fs} + A_t^{tor} = 0.45 + 0.6 = 1.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

f) Les vérifications nécessaires :

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1):

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.5\% \times B = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \times B = 48 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} \leq A_l^{tot} = 10.68 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau.III.18: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travée	12.78	12.88	64149.97	2.56	15	CV
Appui	25.57	14.99	82604.65	4.64	15	CV

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} 1): \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \frac{40}{417.5} = 0.095 \geq \frac{1}{10} = 0.085 \quad (\text{C.V}) \\ 2): \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{300 \times 380} = 0.003 \leq 0.0105 \quad (\text{C.V}) \\ 3): \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{417.5} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C.V}) \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.4. Schéma de ferraillage :

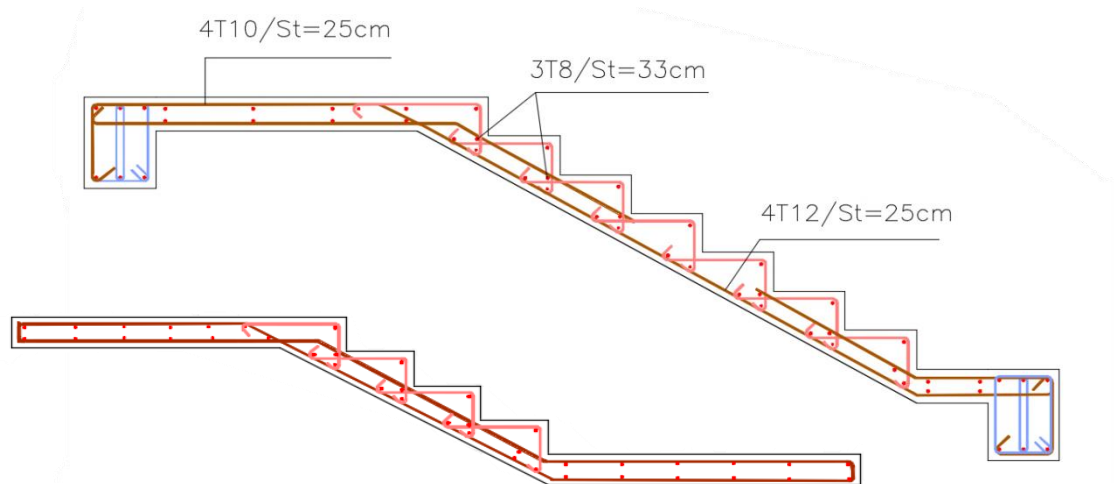
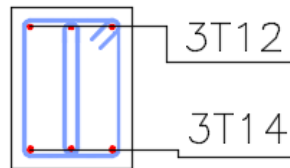


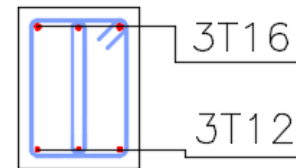
Figure.III.17: Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

1cadre T8+1
étrier T8



en travée

1cadre T8+1
étrier T8



en appui

Figure.III.18: Schéma de ferrailage de poutre palière.

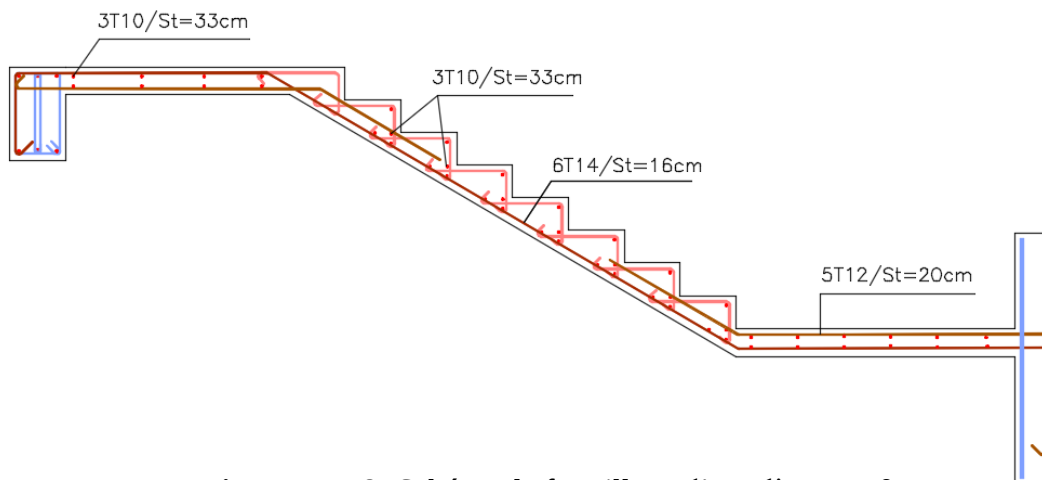


Figure.III.18: Schéma de ferrailage d'escalier type 2.

III.4. LES PLANCHERS :

III.4.1. Généralité :

Les planchers sont les aires ou les surface planes séparant les étages d'une structure et supportant les charges d'exploitation, les charges de revêtement ainsi que leur poids propre. Pour notre cas d'étude, on a opté pour des planchers à corps creux du fait de leurs performances en matière d'isolation thermique et phonique.

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.4.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6330 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1000 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 6330 \times 0.65 = 4114.5 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

b) Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5380 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1500 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 5380 \times 0.65 = 3497 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

III.4.3. Les combinaisons d'action :

$$\diamond \text{ E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\diamond \text{ E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q$$

Tableau.III.19: Les combinaisons d'action.

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6529.57	6183.45
ELS	4764.5	4472

III.4.4. Type et Position des poutrelles :

a) Position des poutrelles :

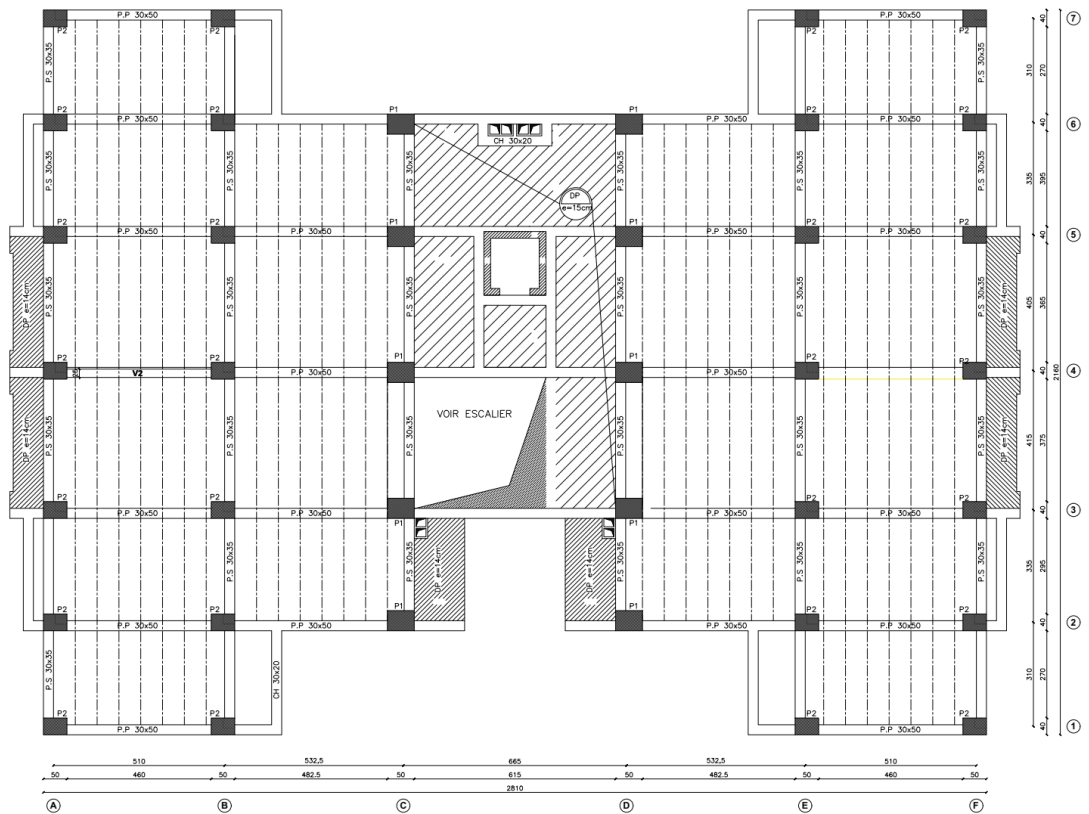


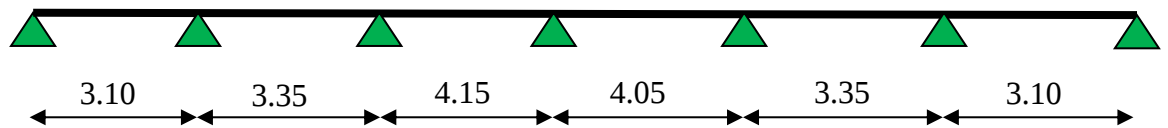
Figure.III.19: Position des poutrelles.

b) Différents types de poutrelles :

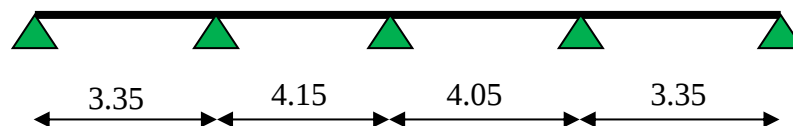
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

- **Plancher étage courant** : on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 7 appuis a 6 travées :

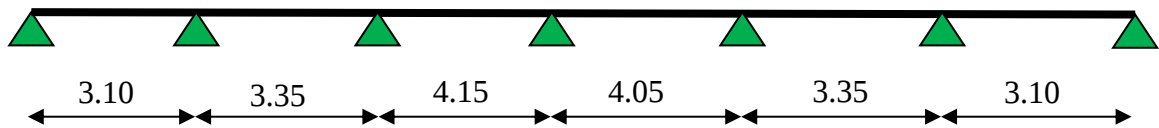


Type 2 : poutrelle sur 5 appuis a 4 travées :

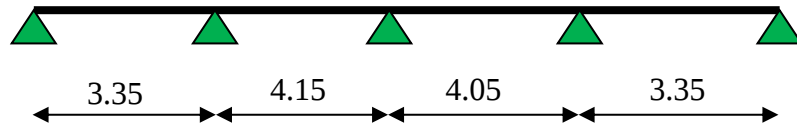


- **Plancher terrasse inaccessible** : on a deux types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle sur 7 appuis a 6 travées :



Type 2 : poutrelle sur 5 appuis à 4 travées :



III.4.5. Méthodes de calculs :

Pour le calcul des sollicitations on applique la Méthode forfaitaire :

a) Conditions d'application : BAEL (Annexe E1) [3]

- ✓ C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).
- ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- ✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- ✓ Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

b) Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q .

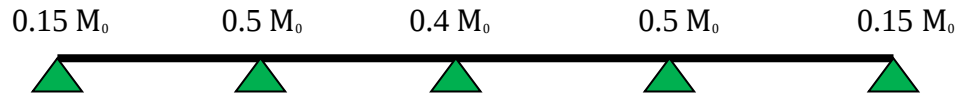
Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance.

➤ Moment appuis :

- ✓ **Sur les Appuis de rive :** les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0.15M_0)$.
- ✓ **Appuis intermédiaires :**

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :

Ces moments sont de l'ordre de :

- (- 0.5M₀) : Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- (- 0,4M₀) : Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M₀ : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1): M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3\alpha) M_0 \end{array} \right.$$

$$(2): \left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M₀ : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

✓ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

✓ **Soit par la méthode RDM :**

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

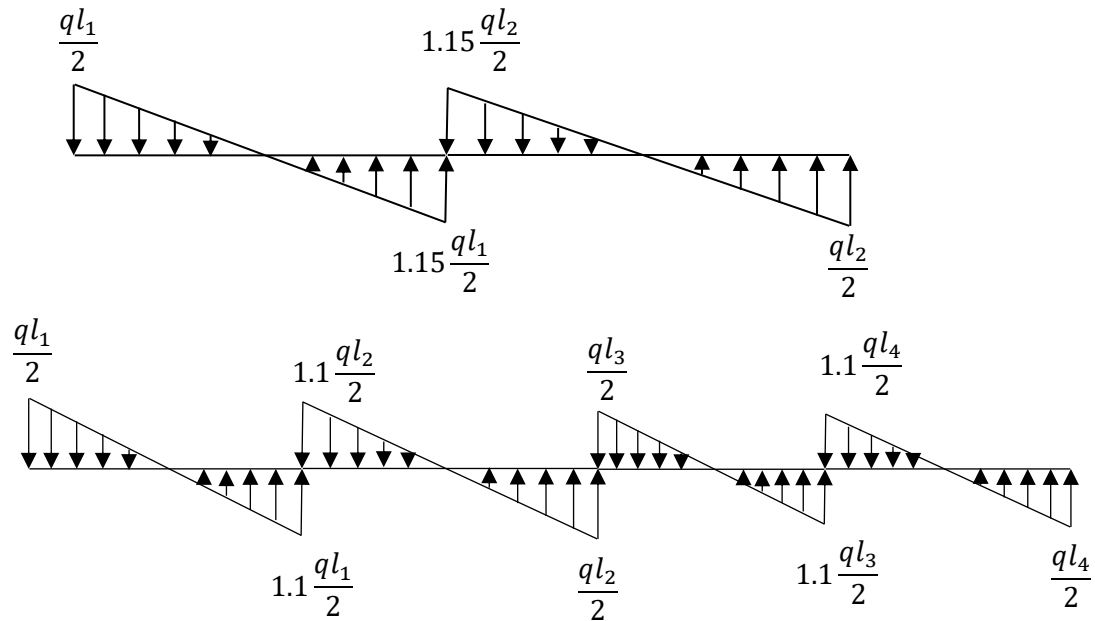


Figure.III.20: Evaluation des efforts tranchants.

III.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles :

III.4.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN / m}^2$.

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.33 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.33 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

✓ Plancher étage courant : $G = 5.38 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.38 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

b) Fissuration peu préjudiciable.

c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

d) Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

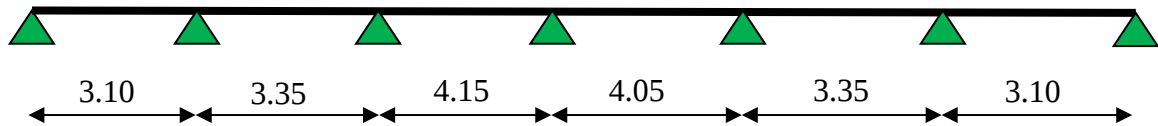
➤ **Type 1 :**

- $0.8 \leq \frac{3.10}{3.35} = 0.925 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{3.35}{4.15} = 0.807 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{4.15}{4.05} = 1.02 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{4.05}{3.35} = 1.208 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ vérifiée.
- $0.8 \leq \frac{3.35}{3.10} = 1.08 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ vérifiée.

➤ **Type 2 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad 0.8 \leq \frac{3.35}{4.15} = 0.807 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \bullet \quad 0.8 \leq \frac{4.15}{4.05} = 1.024 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \bullet \quad 0.8 \leq \frac{4.05}{3.35} = 1.208 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

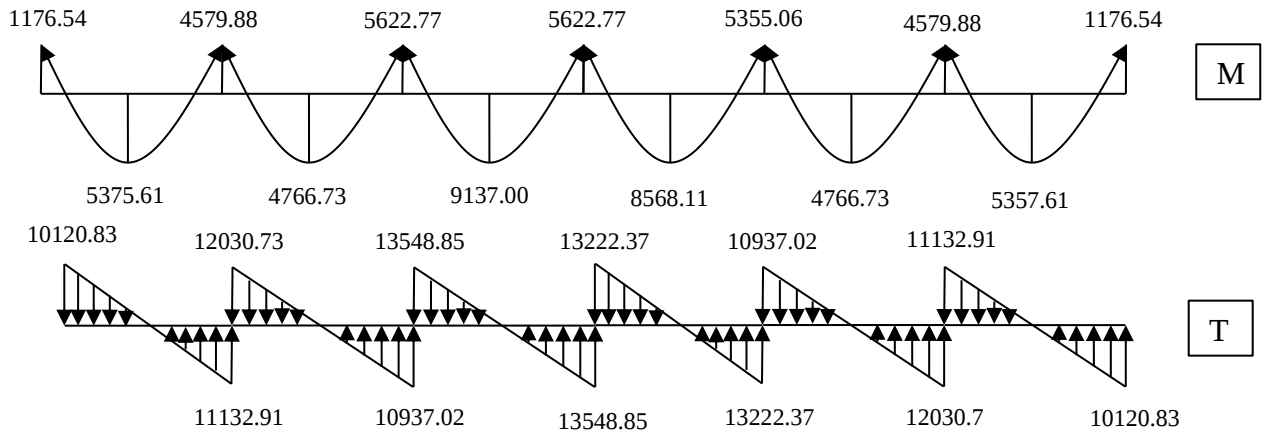
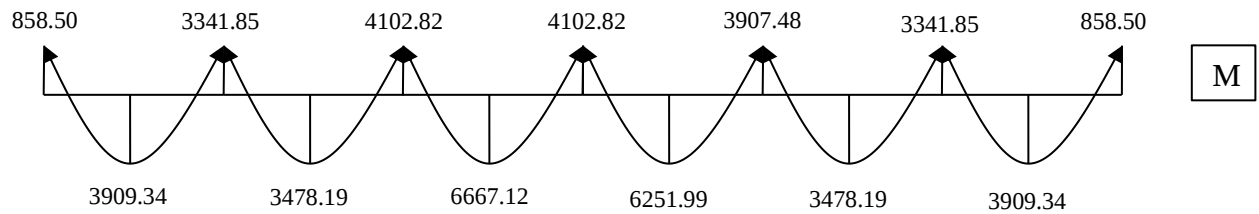
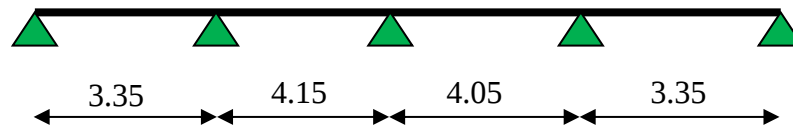
III.4.6.2. Détermination des sollicitations :**a) Plancher terrasse :**➤ **Type 1 :**

✓ E.L.U :

Travée	L (m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
travée 1	3.10	6529.57	7843.64	1176.54	4579.88	5375.61	10120.83	11132.91
travée 2	3.35	6529.57	9159.76	4579.88	5622.77	4766.73	12030.73	10937.02
travée 3	4.15	6529.57	14056.93	5622.77	5622.77	9137.00	13548.85	13548.85
travée 4	4.05	6529.57	13387.65	5622.77	5355.06	8568.11	13222.37	13222.37
travée 5	3.35	6529.57	9159.76	5355.06	4579.88	4766.73	10937.02	12030.73
travée 6	3.10	6529.57	7843.64	4579.88	1176.54	5357.61	11132.91	10120.83

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	P _s (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)
travée 1	3.10	4764.5	5723.35	858.50	3341.85	3909.34
travée 2	3.35	4764.5	6683.70	3341.85	4102.82	3478.19
travée 3	4.15	4764.5	10257.07	4102.82	4102.82	6667.12
travée 4	4.05	4764.5	9768.71	4102.82	3907.48	6251.99
travée 5	3.35	4764.5	6683.70	3907.48	3341.85	3478.19
travée 6	3.10	4764.5	5723.35	3341.85	858.50	3909.34

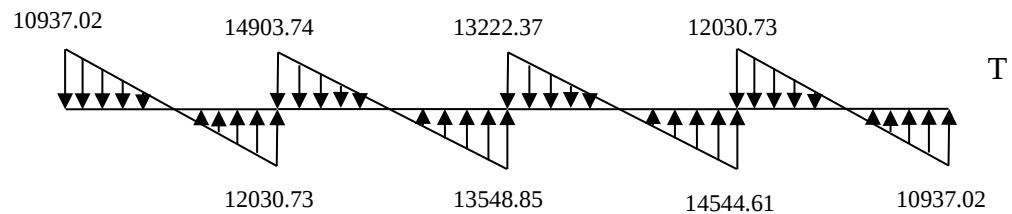
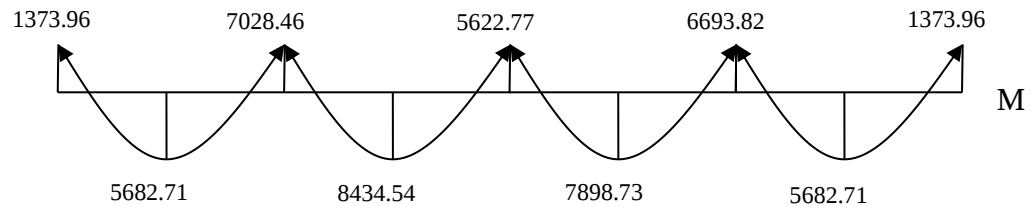
E.L.U :**E.L.S :****Figure.III.21:** Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.**➤ Type 02 :****✓ E.L.U :**

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
travée 1	3.35	6529.57	9159.76	1373.96	7028.46	5682.71	10937.02	12030.73
travée 2	4.15	6529.57	14056.93	7028.46	5622.77	8434.54	14903.74	13548.85
travée 3	4.05	6529.57	13387.65	5622.77	6693.82	7898.73	13222.37	14544.61
travée 4	3.35	6529.57	9159.76	6693.82	1373.96	5682.71	12030.73	10937.02

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	P_s (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)
travée 1	3.35	4764.5	6683.70	1002.55	5128.53	4146.56
travée 2	4.15	4764.5	10257.07	5128.53	4102.82	6154.24
travée 3	4.05	4764.5	9768.71	4102.82	4884.35	5763.56
travée 4	3.35	4764.5	6683.70	4884.35	1002.55	4146.56

ELU :



E.L.S :

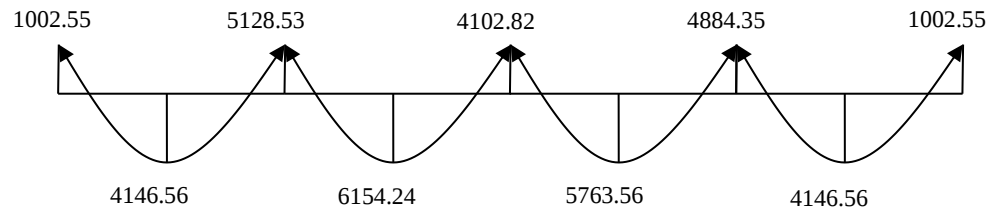
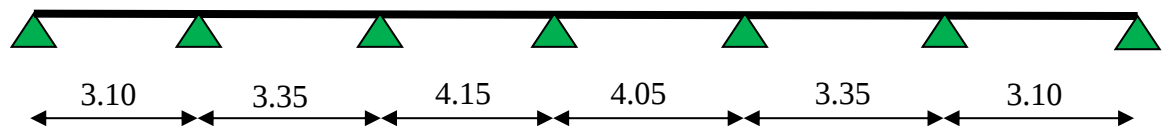


Figure.III.22. Evaluation des moments et efforts tranchants type 02.

b) Plancher étage courant :

➤ Type 1 :



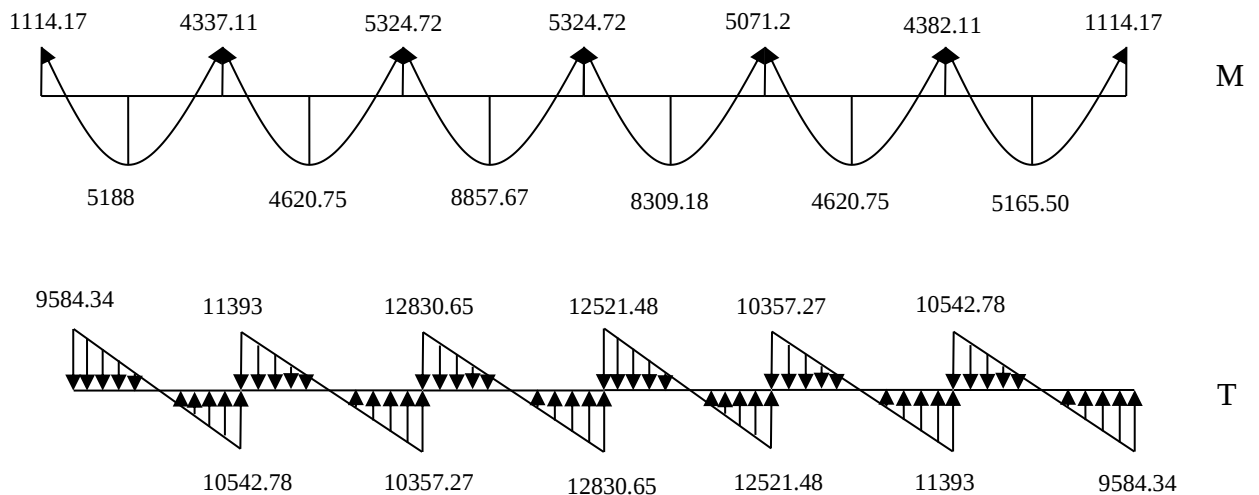
✓ E.L.U :

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
travée 1	3.10	6183.45	7427.86	1114.17	4337.11	5188	9584.34	10542.78
travée 2	3.35	6183.45	8674.22	4337.11	5324.72	4620.75	11393	10357.27
travée 3	4.15	6183.45	13311.80	5324.72	5324.72	8857.67	12830.65	12830.65
travée 4	4.05	6183.45	12678	5324.72	5071.2	8309.18	12521.48	12521.48
travée 5	3.35	6183.45	8674.22	5071.2	4382.11	4620.75	10357.27	11393
travée 6	3.10	6183.45	7427.86	4382.11	1114.17	5165.50	10542.78	9584.34

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)
travée 1	3.10	4472	5371.99	805.79	3136.68	3752.08
travée 2	3.35	4472	6273.37	3136.68	3850.94	3341.82
travée 3	4.15	4472	9627.37	3850.94	3850.94	6402.20
travée 4	4.05	4472	9168.99	3850.94	3667.59	6009.37
travée 5	3.35	4472	6273.37	3667.59	3136.68	3341.82
travée 6	3.10	4472	5371.99	3136.68	805.79	3752.08

E.L.U :



E.L.S :

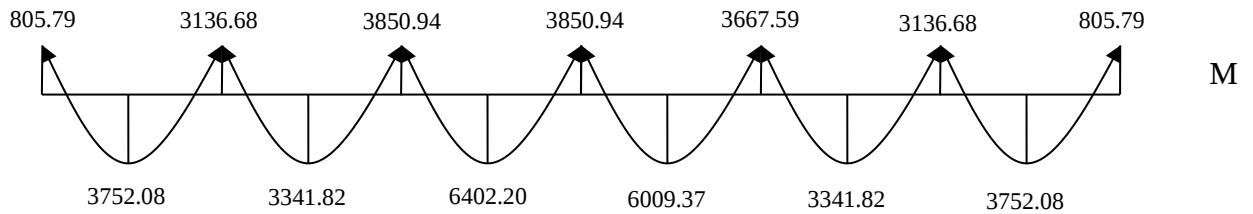
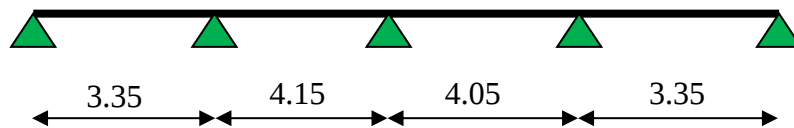


Figure.III.23: Evaluation des moments et efforts tranchants

➤ Type 02 :



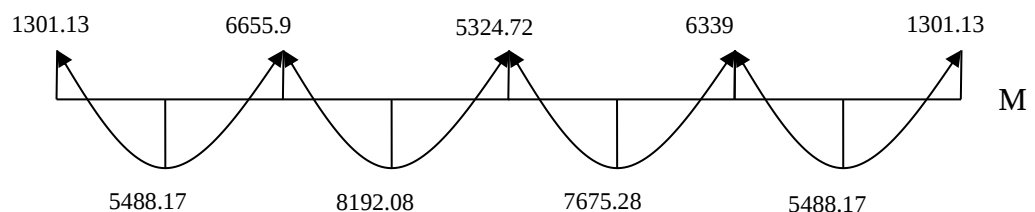
✓ E.L.U :

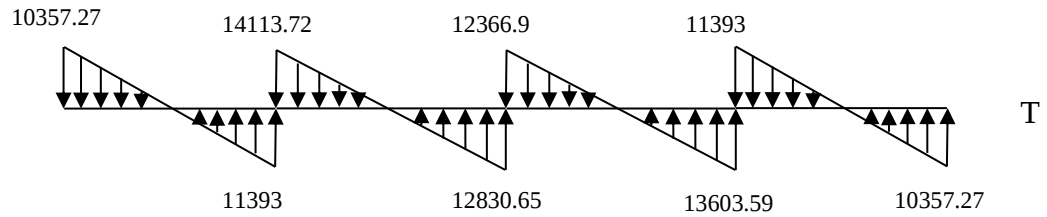
Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
travée 2	3.35	6183.45	8674.22	1301.13	6655.9	5488.17	10357.27	11393
travée 3	4.15	6183.45	13311.80	6655.9	5324.72	8192.08	14113.72	12830.65
travée 4	4.05	6183.45	12678	5324.72	6339	7675.28	12366.9	13603.59
travée 5	3.35	6183.45	8674.22	6339	1301.13	5488.17	11393	10357.27

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	P_s (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)
travée 1	3.35	4472	6273.37	941	4813.68	3969.16
travée 2	4.15	4472	9627.37	4813.68	3850.94	5924.68
travée 3	4.05	4472	9168.99	3850.94	4584.49	5550.92
travée 4	3.35	4472	6273.37	4584.49	941	3969.16

E.L.U :





E.L.S :

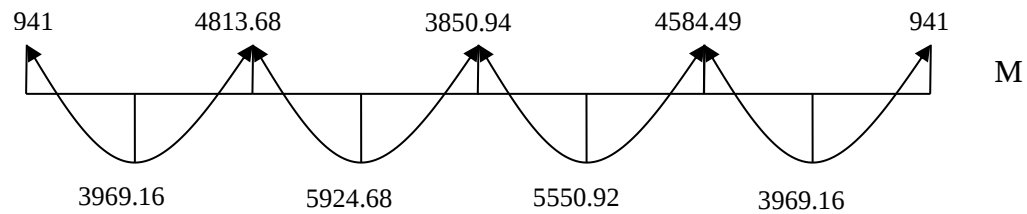


Figure.III.24: Evaluation des moments et efforts tranchants.

III.4.7. Ferrailage des poutrelles :

III.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	$M_a \text{ max}$	$T \text{ max}$
E.L.U	14056.93	9137.00	7028.46	14903.74
E.L.S	10257.07	6667.12	5128.53	

a) E.L.U:

➤ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T:

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 9137 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $d = 18\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{9137000}{14.2 \times 650 \times 180^2} = 0.0305$$

$$\mu = 0.0305 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.0305 \Rightarrow \begin{cases} Z = 177.21 \text{ mm} \\ \alpha = 0.0387 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \Rightarrow A^u = \frac{9137000}{348 \times 177.21} = 1.48 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 1.48 \text{ cm}^2$.

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	Z	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
7028.46	0.152	0.392	0.207	165.09	1.22

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{14930.74}{180 \times 100} = 0.829 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.829 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z}$ avec $z = 0.9d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$6655.9 > 0.9 \times 0.18 \times 14113.72 = 2286.42$ donc les efforts T_u sont négligeables

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \Rightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313) [3]**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u$; la section $= b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 14930.74}{100 \times 25} = 2.239 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312) [3]**

L'équilibre de la bielle est satisfait si: $\Sigma M/B = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 14930.74 = 0.42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] (10.62)^2$$

$$I_{Gz} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{(180 - \frac{100}{3}) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée :

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

✓ En appui :

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p) :$

Tableau.III.20: Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_p (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.48	0.06	1.3	1.48	2T10 = 1.57
Appui	1.22	0.06	0.20	1.22	2T10 = 1.57

b) E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

✓ Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.21: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{\text{ser}}(\text{N.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	6667.12	1.57	3.29	5867.42	3.73	vérifiée
Appuis	5128.53	1.57	7.14	3990.79	9.17	

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99) :

Avec : $h=0.20 \text{ m}$ et $l=4.15 \text{ m}$.

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.048 < 0.062 \dots\dots\dots \text{c. n. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.048 > 0.040 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que :

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1256.18 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.13$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 31.83$$

$$f = \frac{6667.12}{10 \times 32164.2 \times 1256.18} = 0.016 \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{415}{1000} = 0.465 \text{ cm}$$

$$f = 0.016 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.465 \text{ cm.}$$

donc la flèche est Vérifiée.

III.4.7.2. Plancher etage courant :

	$M_{0 \text{ max}}$	$M_t \text{ max}$	$M_a \text{ max}$	$T \text{ max}$
E.L.U	13311.80	8857.67	5655.9	14113.72
E.L.S	9627.37	6402.20	4813.68	

a) E.L.U:

➤ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times (18 - \frac{4}{2}) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 8857.67 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$M_t \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	Z	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
8857.67	0.029	0.392	0.036	177.40	1.43

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	Z	A (cm ²)
5655.9	0.122	0.392	0.163	168.26	0.96

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{14113.72}{180 \times 100} = 0.784 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors :

(BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.784 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des aciers longitudinaux en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du

moment qui vient les comprimer. Donc $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{z}$ avec $z = 0.9d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$7028.46 > 0.9 \times 0.18 \times 14903.74 = 2414.40$ donc les efforts T_u sont négligeables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$ cm

✓ **Vérification de la bielle de béton :**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8 f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2} T_u$; la section $= b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 14113.72}{100 \times 25} = 2.117 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

✓ Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

L'équilibre de la bielle est satisfait si: $\sum M/B = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 14113.72 = 0.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] (10.62)^2$$

$$I_{Gz} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{(180 - \frac{100}{3}) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.06 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée :

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

✓ En appui :

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_p)$:

Tableau.III.22: Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.43	0.06	1.3	1.43	2T10 = 1.57
Appui	0.96	0.06	0.20	0.96	2T10 = 1.57

b) E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

✓ Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.23: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M _{ser} (N.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	6402.20	1.57	3.29	5867.42	3.58	vérifiée
Appuis	4813.68	1.57	7.14	3990.79	8.61	

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL 91)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées: **(BAEL B.6.5, 1) [3]**

Avec : h=0.20 m et l=4.15 m.

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.048 < 0.062 \dots\dots\dots c. n. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.048 > 0.040 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \dots\dots\dots c. v$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.13$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 31.83$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1256.18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6402.20}{10 \times 32164.2 \times 1256.18} = 0.015 \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{415}{1000} = 0.465 \text{ cm}$$

$$f = 0.015 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.465 \text{ cm}.$$

donc la flèche est Vérifiée.

➤ **Ferraillage transversal : (BAEL A.7.2, 2) [3]**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \phi_t < 0.57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement S_t : (BAEL A.5.1, 23) [3]**

$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$$\square S_{t1} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16,20 ; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$$

$$\square S_{t2} \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_0)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{(0.57 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 33.48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} = 33.48 \text{ cm}$$

$$\square S_{t3} \leq \frac{(0.8 A_t \times f_e)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 0.57 \times 235)}{10 (0.829 - 0.3 \times 2.1)} = 53.85 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} = 53.85 \text{ cm}$$

$$S_t = \min. (16.20; 33.48; 53.85)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [3]**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé Ø 6 (20/20)

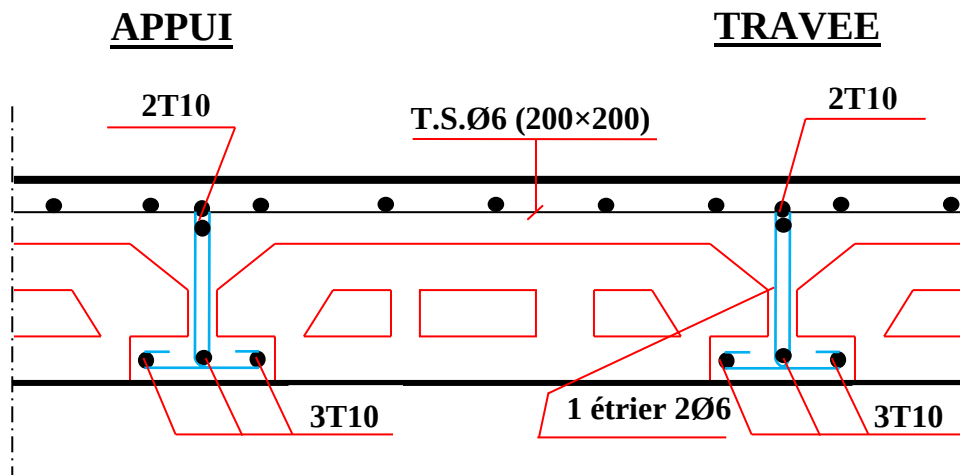


Figure.III.25: Schéma de ferrailage des planchers.

III.5. PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

La dalle la plus sollicitée est la dalle « CD-34 ».

III.5.1. Evaluation des charges :

$$G = 6330 \text{ N/m}^2 \quad Q = 5000 \text{ N/m}^2.$$

a) ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6330 + 1,5 \times 5000$$

$$q_u = 16045.5 \text{ N/m}^2$$

b) ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 6330 + 5000 = 11330 \text{ N/m}^2$$

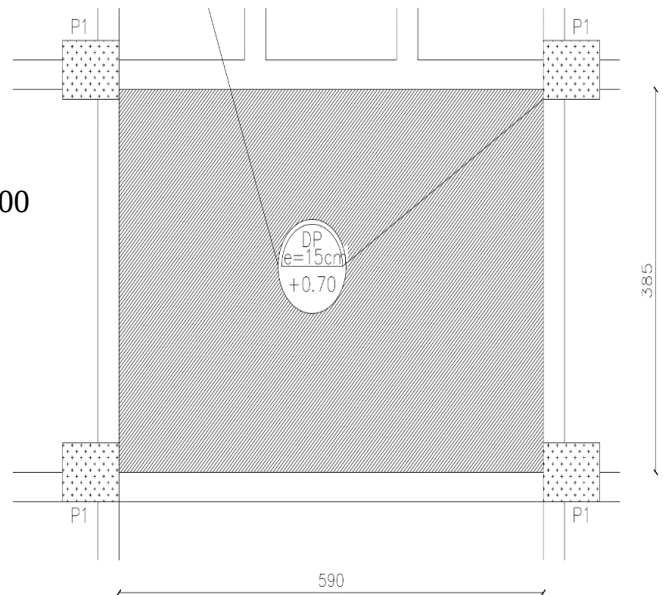


Figure III.26: Vue en plan de panneau la plus sollicitée.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{385}{590} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

III.5.2. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles

BAEL91[3] :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .
- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0745 \\ \mu_y = 0,369 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 17718.66 \text{ N.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6538.18 \text{ N.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 17718.66 = 13289 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 6538.18 = 4903.63 \text{ N.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \times 17718.66 = 8859.33 \text{ N.m}$$

III.5.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{ cm}$; $d=0,9h=13.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.24: Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	$M_u(\text{N.m})$	μ	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	13289	0,0513	0	0,065	13.14	2,90	4T10	3.14
	y-y	4903.63	0,0189	0	0,023	13.37	1.05	3T8	1.51
Appuis	x-x y-y	8859.33	0,0342	0	0,043	13.26	1,91	4T8	2,01

a) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

b) Condition de non fragilité :

$$\text{On a: } 12\text{cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$h=e= 15 \text{ cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.69 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.44 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.65 \end{cases}$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa} \\ T_x &= \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 26.79 \text{ kN} \\ T_y &= \frac{q_u L_x}{3} = 20.59 \text{ kN} \\ T_u^{max} &= 26.76 \\ \tau_u &= \frac{26.79 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

III.5.4. Vérification à L'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,080 \\ \mu_y = 0,530 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 13435.11 \text{ Nm} \\ M_y = \mu_y M_x = 7120.60 \text{ Nm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 11419.84 \text{ N.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 6052.51 \text{ N.m} \\ M_a = 0,3 M_x = 4030.53 \text{ N.m} \end{cases}$$

b) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

1- Détermination de la valeur de “y” :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 25: Vérification des contraintes à l'ELS.

		M _{ser} (N.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	(x-x)	11419.84	3.14	3.12	6087.13	5.85	vérifiée
	(y-y)	6052.51	1.51	1.03	3558.51	1.75	
Appuis		4030.53	2.07	2.60	4274.91	2.45	

c) Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [3]:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99) :

Avec : h=0.15 m et l= 5.9 m.

$$A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.025 < 0.062 \dots\dots\dots c. n. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0.048 < 0.084 \dots\dots\dots c. n. v$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0012 < 0.010 \dots\dots\dots c. v$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 MPa$)

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.08$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 17.5$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1630.98 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6052.51}{10 \times 32164.2 \times 1630.98} = 0.011 \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{590}{1000} = 0.64 \text{ cm}$$

$$f = 0.011 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.64 \text{ cm}.$$

donc la flèche est Vérifiée.

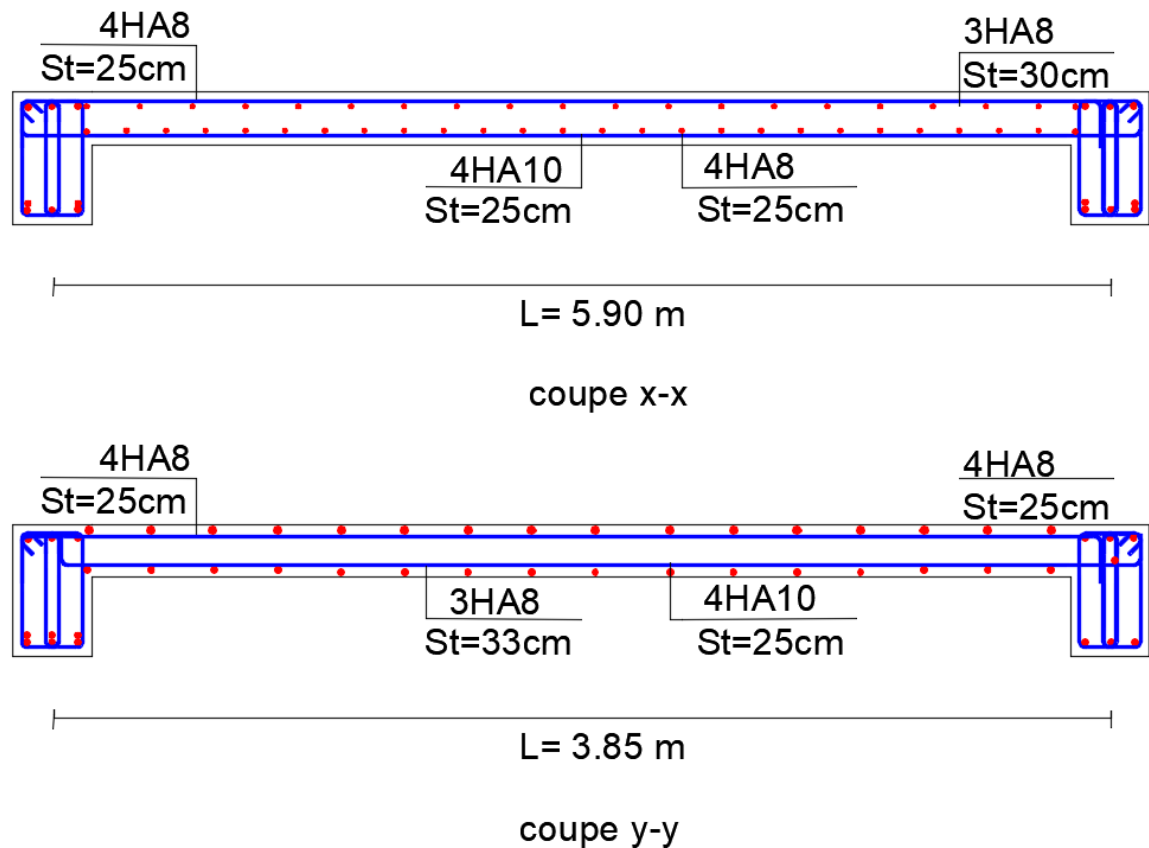


Figure.III.27: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.

III.6. LES BALCONS :

Les balcons sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan.

Le calcul des balcons se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites) Si le balcon est une dalle pleine encastrée dans une poutre dans ce cas il sera calculé comme une poutre console Si le balcon est une dalle pleine sur deux appuis (en L), trois ou quatre appuis, le calcul dans ce cas se fait de la même manière que celui des dalles pleines.

Dans notre cas on deux types des balcons reposant sur trois appuis. Donc le calcul se fait comme une dalle pleine

III.6.1. Evaluation des charges :

$$G = 5330 \text{ N/m}^2 \quad Q = 3500 \text{ N/m}^2.$$

c) ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5330 + 1,5 \times 3500 = 12445,5 \text{ N/m}^2$$

d) ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 5330 + 3500 = 8830 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{305} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

III.6.2. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

- ✓ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .
- v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l' E.L.U} \\ 0.2 & \text{à l' E.L.S} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire .

$$\rho = 0.49 \text{ Donc : } \mu_x = 0.095$$

μ_y ne sont pas prendre en consideration car $\rho < 0.557$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 2660.22 \text{ N.m}$$

$$M_y = M_x = 2660.22 \text{ N.m}$$

➤ **Moments en travées :**

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_x = 0,85 \times 2660.22 = 2261.18 \text{ N.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 0,3 \times 2660.22 = 798.066 \text{ N.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \times 2660.22 = 1330.11 \text{ N.m}$$

III.6.3. Ferrailage du balcon :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{ cm}$; $d=0,9h=13.5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.26: Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M_u (N.m)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	x-x	2261.18	0,0513	0	0,0109	13.44	0.48	3T8	1.51
	y-y								
Appuis	x-x	1330.11	0.0513	0	0.00642	13.46	0.28	3T8	1.51
	y-y								

a) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y-y : St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y-y : St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \text{Min } (3h.33\text{cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

d) Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1) [3]On a: $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$ $h=e= 15 \text{ cm} \quad b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,50\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,49 \end{cases}$$

✓ Travée :

Sens x-x : $A_x = 1,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,50\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$ Sens y-y : $A_y = 1,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

✓ Appuis :

Sens x-x : $A_x = 1,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,50\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$ Sens y-y : $A_y = 1,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [3]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12445.5 \times 1500 \times 3050}{2 \times 1500 + 3050} = 9.411 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 6.22 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 9.41$$

$$\tau_u = \frac{9.41 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.078 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.6.4. Vérification à L'ELS :**a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.49 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.098 \\ \mu_y = 0.373 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 1947.01 \text{ N.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 726.23 \text{ N.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 1654.95 \text{ N.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 617.29 \text{ N.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 584.10 \text{ N.m} \end{cases}$$

b) vérification des contraintes :

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

✓ Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.27: Vérification des contraintes à l'ELS.

		$M_{ser}(N.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	1654.95	1.51	2.11	2528.57	1.38	vérifiée
	(y-y)	617.29	1.51	2.11	2528.57	0.51	
Appuis		584.10	1.51	2.11	2528.57	0.48	

c) Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [3]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : $h=0.15$ m et $l= 3.05$ m.

$$A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.049 < 0.062 \dots\dots\dots c. n. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.049 < 0.084 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0012 < 0.010 \dots\dots\dots c. v$$

Donc il y'a un risque de flèche :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec

I_{fi} : l'inertie fissurée

E_i : module instantané de béton ($E_i = 32164.2 MPa$)

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.08$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 17.5$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1158.92 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{1654.95}{10 \times 32164.2 \times 1158.92} = 0.044 \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{305}{1000} = 0.355 \text{ cm}$$

$$f = 0.044 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.355 \text{ cm}.$$

donc la flèche est Vérifiée.

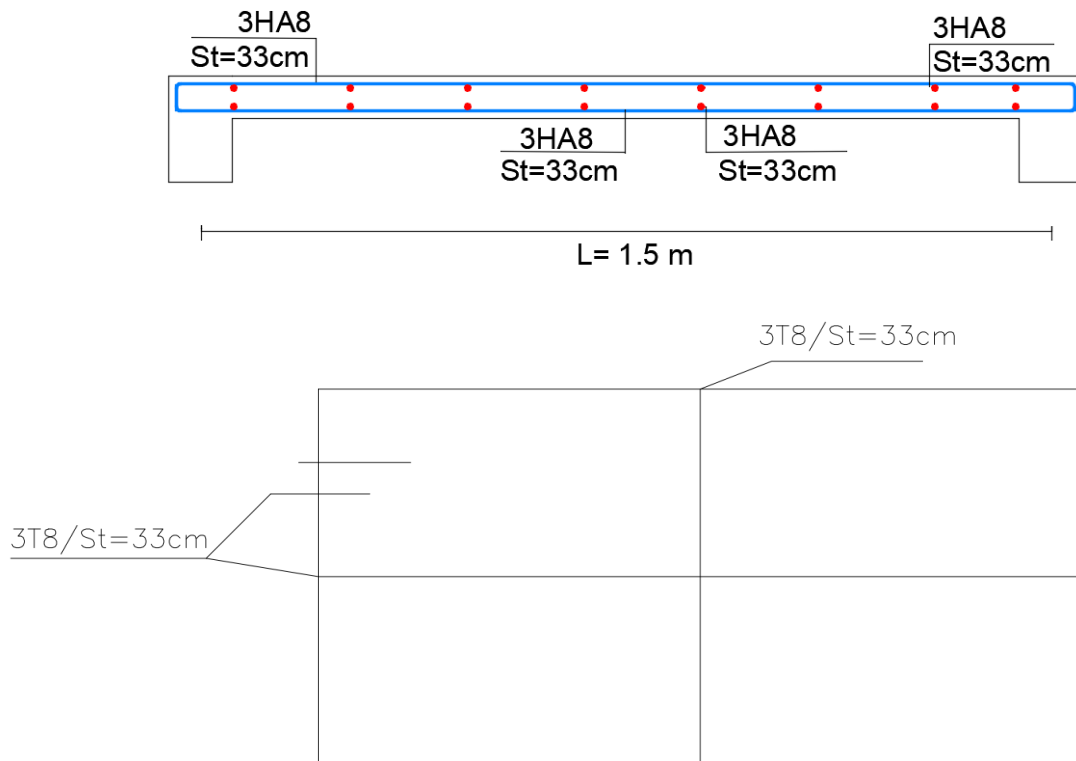


Figure.III.28: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.

III.7. L'ASCENSEUR :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.1. Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine

rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

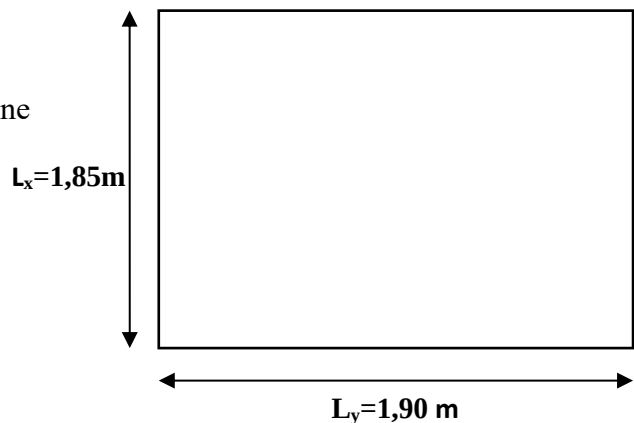


Figure.III.29: Vue en plan de dalle machine.

a) Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{185}{50} \leq e \leq \frac{185}{40}$$

$$3,7cm \leq e \leq 4,625cm$$

b) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : **e=25cm**

III.7.2. Détermination des charges et surcharges :**a) Charges permanentes :**

- ✓ Poids de la dalle machine supportée..... 50,00 kN/m²
- ✓ Poids propre de la dalle..... $\frac{0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2}{G=56,25 \text{ kN/m}^2}$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2.$$

III.7.3. Combinaison des charges :

- ✓ E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438 \text{ kN/m}^2$
- ✓ E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$

III.7.4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

➤ Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,85}{1,90} = 0,97 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

➤ **E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,039 \Rightarrow M_x = 10,33 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,934 \Rightarrow M_y = 9,64 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,78 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,19 \text{ kNm}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 3,1 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 2,89 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 3,1 \text{ kNm}$$

III.7.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

On a: b=100 cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau.III.28: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

		M_t(kNm)	μ	A's(cm²)	α	Z(cm)	A^{cal}_s (cm²)	Choix	A^{adp}_s (cm²)
travée	Sens x-x	8,78	0,0122	0	0,0153	22,36	1,13	5T8	2,51
	Sens y-y	8.19	0.0113	0	0.0142	22.37	1.05	5T8	2.51
appui	Sens x-x	3.1	0.0043	0	0.0053	22.45	0.39	5T8	2.51
	Sens y-y	3.1	0.0043	0	0.0053	22.45	0.39	5T8	2.51

➤ **Espacement :**✓ **En travée :**

$$St = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} (\text{sens } x - x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} (\text{sens } y - y) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

✓ **En appui :**

$$St = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm (\text{sens } x - x) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm (\text{sens } y - y) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{d}_{uc28}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 48.60kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 47.75kN$$

$$\tau_u = \frac{48.60 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,216MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.6. Vérification :

a) Vérification des contraintes :

➤ **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240MPa$$

Avec :

$\eta=1,6$ pour HA ; $f_e=400MPa$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,97$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0,046 \Rightarrow M_x = 9.013 \text{ kNm}$$

$$\mu_y = 0,961 \Rightarrow M_y = 8.66 \text{ kNm}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7.66 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7.36 \text{ kNm}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max}(0,3 M_x; 0,3 M_y) = 2,70 \text{ kNm}$$

➤ **Détermination de la valeur de "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s' (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.29: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		M_t (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
Travée	(x-x)	7.66	2,51	3,75	14994.14	1,91	Vérifiée
	(y-y)	7.36	2,51	3,75	14994.14	1,84	
Appuis		2.70	2,51	3,75	14994.14	0,67	

b) Vérification de la condition de non fragilité :

$$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b h = 2,03 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 b h = 2,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,97 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**✓ Sur appuis : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,03 \text{ cm}^2$ vérifiée✓ En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,03 \text{ cm}^2$ vérifiée➤ **Sens L_{y-y} :**✓ Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ vérifiée✓ En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ vérifiée**c) Vérification de la flèche : (BAEL 91)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**B.A.E.L.91 modifié 99**) :

Avec : $h = 0.25 \text{ m}$ et $l = 1.9 \text{ m}$.

$$A_{stt} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.131 > 0.062 \text{ c. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.131 > 0.084 \text{ c. v}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0011 < 0.010 \text{ c. v}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

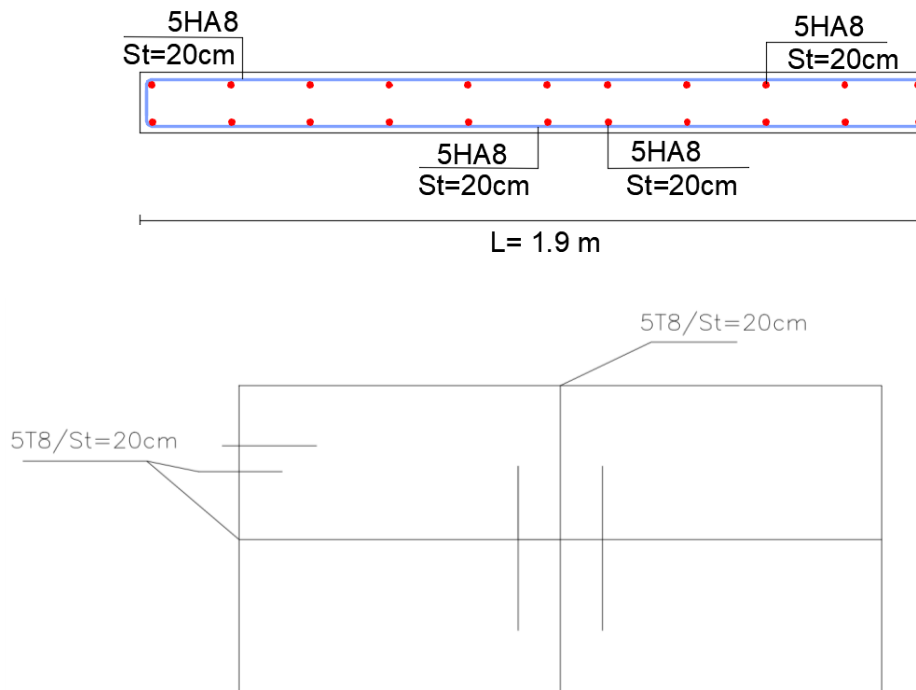


Figure.III.30: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

III.8. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

❖ Après les calculs on trouve :

1. L'acrotère :

✓ Les armatures longitudinales : **4T8**

✓ Les armatures transversales : **4T6**

2. Les escaliers :

✓ Type01 :

- Les armatures longitudinales :

Appui : **4T10** travée : **4T12**

- Les armatures transversales : **3T8**

✓ Type02 :

- Les armatures longitudinales :

Appui : **5T12** travée : **6T14**

- Les armatures transversales :

Appui : **3T8** travée : **3T10**

✓ La poutre palière :

- Les armatures longitudinales :

Appui : **3T12 + 3T16** travée : **3T12 + 3T14**

- Les armatures transversales : **1cadre T8 + 1étrier T8**

3. Les planchers :

- Les armatures longitudinales :

Appui : **2T10** travée : **2T10**

- Les armatures transversales : **1étrier Φ6**

4. La dalle pleine :

- Sens x-x :

Appui : **4T8** travée : **4T10**

- Sens y-y :

Appui : **4T8**

travée : **3T8**

5. Les balcons :

- Sens x-x :

Appui : **3T8**

travée : **3T8**

- Sens y-y :

Appui : **3T8**

travée : **3T8**

6. L'ascenseur :

- Sens x-x :

Appui : **5T8**

travée : **5T8**

- Sens y-y :

Appui : **5T8**

travée : **5T8**

CHAPITRE IV :
ETUDE
DYNAMIQUE EN
ZONE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes « constructions parasismiques » selon le règlement en vigueur (**RPA 99 Version 2003**).

IV.2. OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par RPA99/version 2003.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « **ETABS** » qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV.3. MÉTHODES DE CALCUL :

Selon RPA99/version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. Méthode statique équivalente : (article 4.2 du RPA99/2003)

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

a) Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

1- **Zone I** : Tous groupes

2- **Zone II** : Groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

3- **Zone III** : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

b) Méthode de modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

C) Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4, 2,3) [1]

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donné par le tableau (4-1) présenté ci-après.

Tableau.IV.1: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend une valeur moyenne : $\xi = 8.5 \%$.

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$

c) Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

➤ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA.

On peut également utiliser aussi la formule : $T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ Calcul de période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Dans notre cas $C_T = 0.050$

$$h_N = 40.8 \text{ m}$$

$$T = 0.050 \times 40.8^{3/4}$$

$$T = 0.807 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 28.10 \text{ m} ; \quad D_y = 21.60 \text{ m}$$

$$T_x = 0.692 \text{ s} ; \quad T_y = 0.79 \text{ s}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs

$$\text{Donc : } T = 1.3 \times 0.692 = \mathbf{0.90 \text{ s}}$$

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (voir RPA).

Q : facteur de qualité : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^N P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA.

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

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 **RPA**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

d) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[1]

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure

selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée **F_t** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

La valeur de **F_t** sera prise égale à 0 quand **T** est plus petit ou égale à 0,7 secondes

$$F_t = 0 \quad (T_x \text{ et } T_y \leq 0.7s)$$

La partie restante de **V** soit (**V - F_t**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

la formule :

$$F_i = (V - F_t) W_i \times h_i / \sum (W_j \times h_j)$$

e) Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **k** :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

f) Verification des conditions application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment situé dans la zone III et dépasse 30m dans la hauteur ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :**a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale : [1]**

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

- 1- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- 2- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- 3- Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- 4- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- 5- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

- 6- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c) **Spectre de calcul** : L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.2)

Tableau.IV.2: Coefficient d'accélération de zone.

	Zone			
groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

η: facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%):

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ: pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2,RPA) ξ=7%

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.881 \geq 0.7$$

R: coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA)

Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction → **R=5**

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7, RPA)

Tableau.IV.3: Valeurs des périodes caractéristiques T_1 , T_2 .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Q : facteur de qualité (tableau 4.4, RPA) $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau.IV.4: Valeur de facteur de qualité.

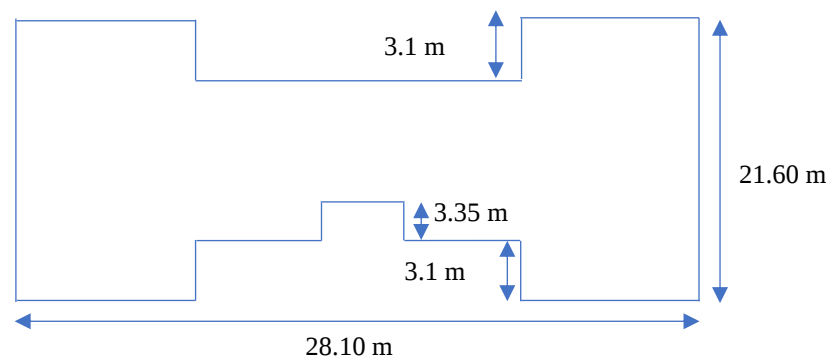
Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

➤ Régularité en plan :

- $\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{3.1+3.1+3.35}{21.60} = 0.44$

Donc la structure est irrégulière en plan.

$$Q = 1+0.05+0.05=1.1$$

**Figure.IV.1:** Vue en plan de la structure.

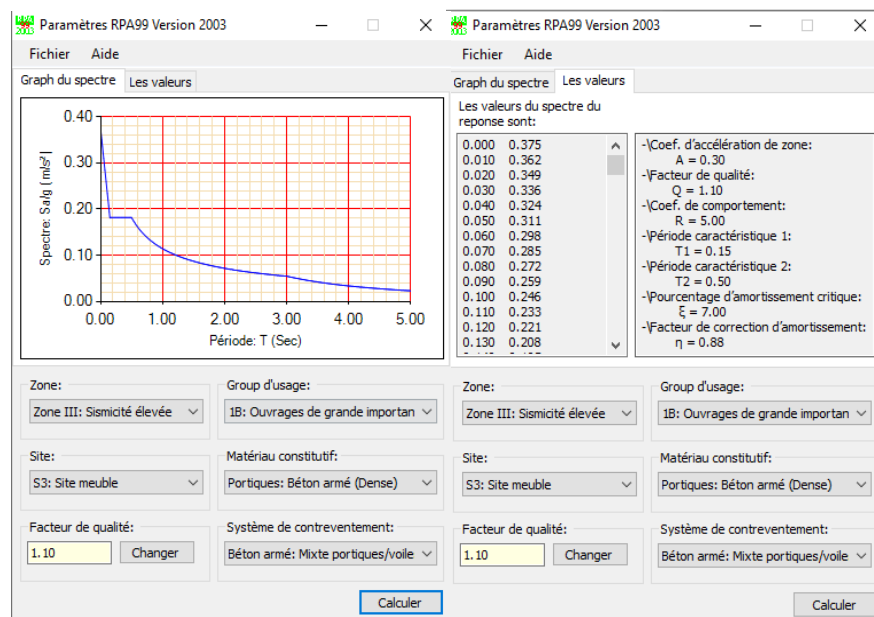


Figure.IV.2: Spectre de calcul.

IV.4. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé **ETABS (Version 17.0.1)**.

IV.4.1. Présentation du logiciel ETABS (version 17.0.1) :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisit. ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, Californie', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations.

IV.4.2. Modélisation :

IV.4.2.1. La structure sans voiles :

a) Le comportement de la structure sans voiles :

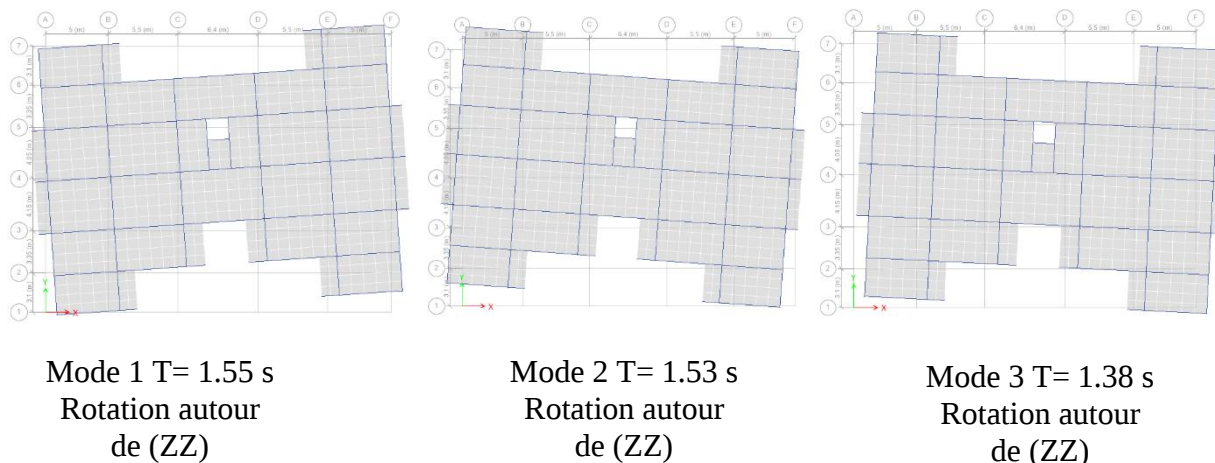


Figure.IV.3: Comportement de la structure sans voiles.

b) Interprétation des résultats :

On remarque des torsions dans le 1^{er}, 2^{ème} et le 3^{ème} mode avec des périodes élevées.

En remarque qu'il faut augmenter la participation massique de mode fondamentale par l'addition des voiles et pour donner une certaine rigidité à la structure.

IV.4.2.2. La structure avec les voiles :

L'introduction des voiles dans la structure se fera par tâtonnement mais d'une manière réfléchi ; plusieurs essais de structure seront conduits, et la structure finale choisie sera celle qui présentera :

- ✓ Une période fondamentale proche de la limite imposée par le **RPA99 version 2003**.
- ✓ Des modes propres semblables à ceux d'une structure dont le comportement est régulier.
- ✓ Des déplacements inter-étages vérifiés.

En général les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

❖ La première disposition:

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

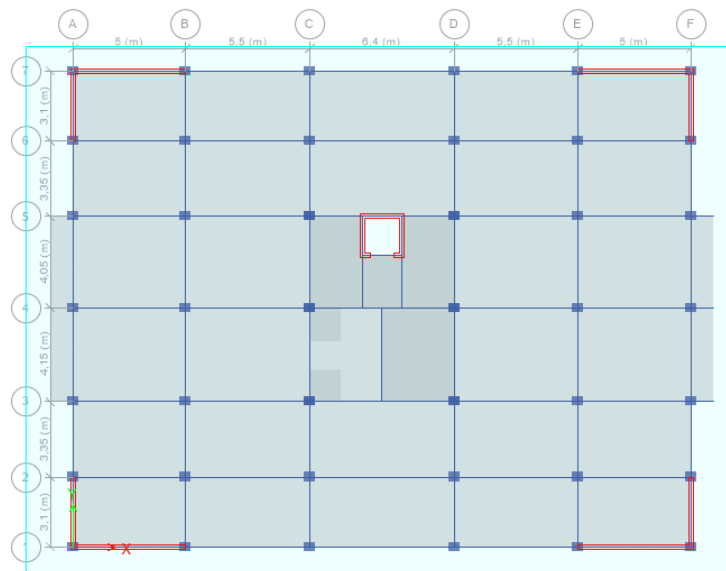


Figure.IV.4: la première disposition des voiles.

a) Le comportement de la structure

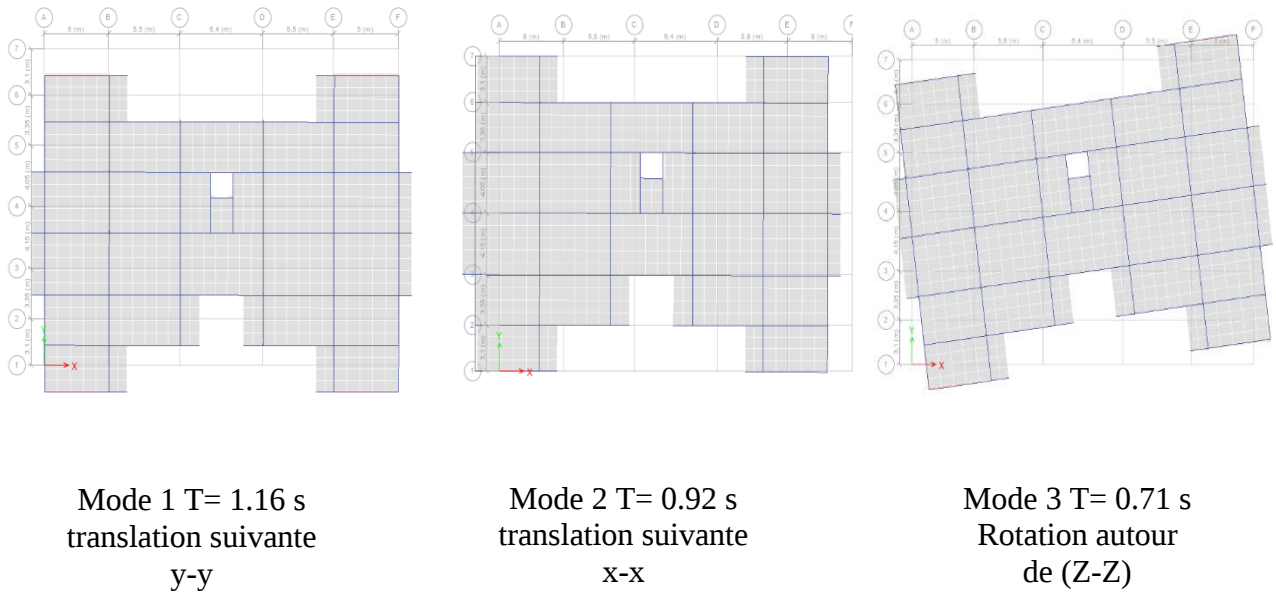


Figure.IV.5: Comportement de la structure sous la première disposition.

b) Analyse des résultats :

On remarque que les périodes sont élevées et ne vérifie pas la condition

$$\text{de } T_{\text{num}} < 1.3T_{\text{emp}} = 0.9\text{s.}$$

❖ La deuxième disposition :

La période propre de la construction dépend de sa raideur et de sa masse : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

Donc la voie la plus simple et la plus rapide est d'augmenter le nombre des voiles pour augmenter la rigidité ce qui conduit directement à la diminution du période de la construction

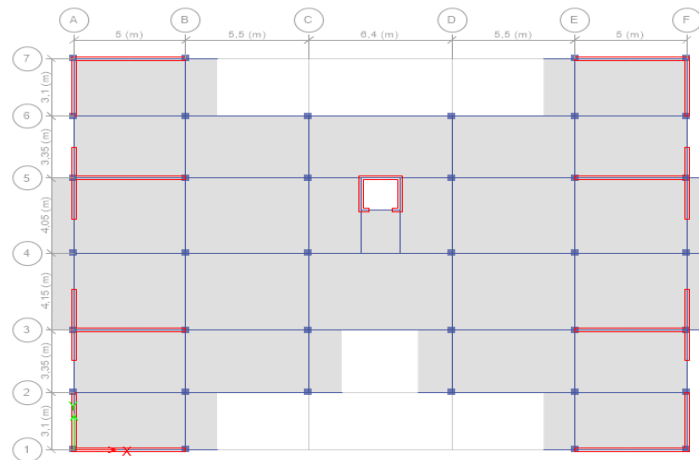


Figure.IV.6: La deuxième disposition des voiles.

a) Le comportement de la structure :

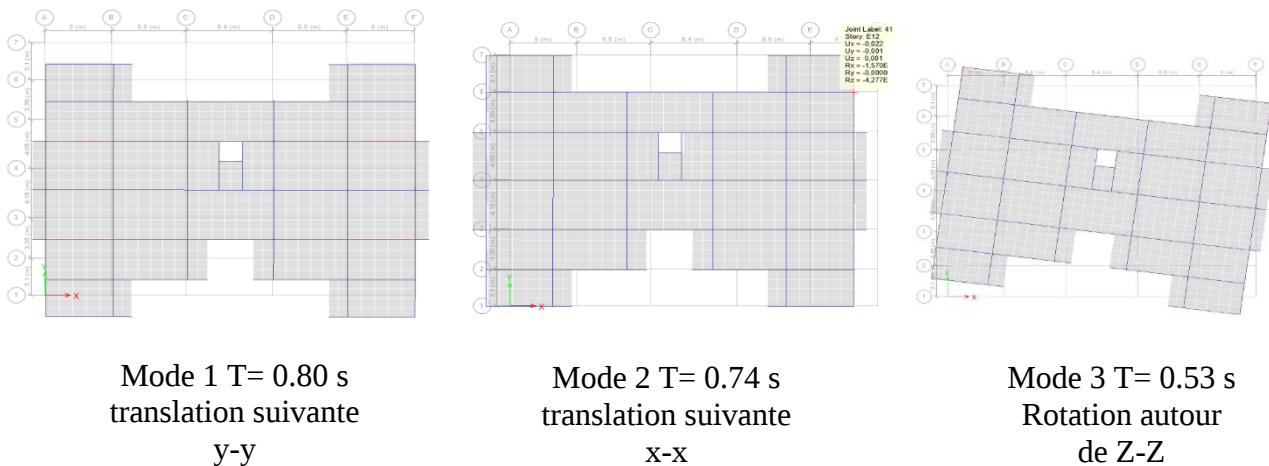


Figure.IV.7: Comportement de la structure sous la deuxième disposition.

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.IV.5: Résumé des résultats de calcul.

Mode	Période s	UX	UY	SommUX	Somm UY	RZ	Somm RZ
1	0,807	0,0016	0,7185	0,0016	0,7185	0,0000104	0,000010
2	0,749	0,6595	0,0017	0,661	0,7203	9,037E-07	0,000011
3	0,53	0	0,0000108	0,661	0,7203	0,6958	0,6958
4	0,228	0,0000073	0,1461	0,661	0,8664	0,0000012	0,6958
5	0,164	0,2005	0,0000022	0,8616	0,8664	0,000045	0,6958
6	0,134	0,0001	8,121E-07	0,8616	0,8664	0,1781	0,8739
7	0,109	0	0,0609	0,8616	0,9272	0	0,8739
8	0,071	0,0697	0	0,9314	0,9272	0,0001	0,874

b) Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,807$
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 08 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

c) Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

✓ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau.IV.6: Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise (%)	
	voiles	portiques	voiles	portiques
RDC	40 318,91	34 261,64	54,06	45,94
1 ^{er}	37 869,62	29 155,16	56,50	43,50
2 ^{ème}	34 433,94	26 987,07	56,06	43,94
3 ^{ème}	30 663,73	25 153,50	54,94	45,06
4 ^{ème}	29 946,60	20 266,87	59,64	40,36
5 ^{ème}	26 997,24	17 673,65	60,44	39,56
6 ^{ème}	23 853,66	15 274,68	60,96	39,04
7 ^{ème}	19 946,38	13 639,39	59,39	40,61
8 ^{ème}	17 158,57	10 929,04	61,09	38,91
9 ^{ème}	14 338,69	8 250,76	63,48	36,52
10 ^{ème}	11 086,55	6 004,74	64,87	35,13
11 ^{ème}	7 632,41	4 005,12	65,58	34,42
12 ^{ème}	4 149,74	2 034,03	67,11	32,89

On constate que l'interaction sous charge verticale est non vérifiée

✓ **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles}$$

À partir du tableau on déduit que l'interaction sous charges horizontales est non vérifiée. On remarque que le taux des charges verticales reprises par les voiles dépasse la limite des 20 % exigée par le RPA 99/ version 2003. L'examen de la part de l'effort tranchant total repris par les voiles est celui repris par les portiques à chaque niveau dans les deux sens, montre que le taux d'effort tranchant repris par les voiles est supérieur à 75 % dans la majorité de niveaux et les portiques reprennent plus de 25 %.

Tableau.IV.7: Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	voiles(KN)	portiques(KN)	V(%)	P(%)	voiles(KN)	portiques(KN)	V (%)	P (%)
RDC	5 970,06	1 031,42	85,3	14,7	6025,77	914,71	86,8	13,2
1 ^{er}	5 989,20	825,05	87,9	12,1	5593,65	1199,19	82,3	17,7
2 ^{ème}	5 703,32	909,20	86,3	13,7	5025,55	1590,49	76,0	24,0
3 ^{ème}	4 723,25	1 641,89	74,2	25,8	4855,48	1523,83	76,1	23,9
4 ^{ème}	5 032,78	1 045,87	82,8	17,2	4769,33	1313,77	78,4	21,6
5 ^{ème}	4 642,27	1 106,19	80,8	19,2	4365,33	1362,03	76,2	23,8
6 ^{ème}	4 194,54	1 172,69	78,2	21,8	3980,66	1330,87	74,9	25,1
7 ^{ème}	3 546,71	1 381,92	72,0	28,0	3648,36	1189,69	75,4	24,6
8 ^{ème}	3 404,28	1 022,36	76,9	23,1	2994,15	1309,13	69,6	30,4
9 ^{ème}	2 840,17	1 016,13	73,7	26,3	2689,56	1009,40	72,7	27,3
10 ^{ème}	2 439,25	775,94	75,9	24,1	2195,93	825,90	72,7	27,3
11 ^{ème}	1 756,81	711,43	71,2	28,8	1551,39	708,75	68,6	31,4
12 ^{ème}	989,17	521,25	65,5	34,5	843,31	516,33	62,0	38,0

Pour cela on fait une autre analyse du système portique (en supprimant les voiles) sous 25% de la charge sismique.

Pour chaque portique, on compare les efforts tranchants d'étages reprises par chaque portique du système mixte sous 100% de la charge sismique, et les efforts tranchants d'étages reprises par chaque portique du système auto-stable sous 25% de la charge sismique, pour que cette exigence soit vérifiée.

Il faut que pour chaque portique et pour chaque étage, l'effort tranchant des auto-stables sous 25% soit supérieure à celui des portiques du système mixte sous 100%, le cas contraire, le portique est dimensionné par le max des deux.

Après la vérification entre les deux systèmes. On observe que les efforts tranchants reprises par les portiques dans le système mixte est supérieur à les efforts tranchants reprises par les portiques en système portiques auto-stables.

Donc les poteaux et les poutres sont dimensionnés par les efforts de système mixte.

IV.4.2.3. Structure contreventée par système Mixte (voiles –portique) :

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent entre les deux systèmes de contreventements : portiques et voiles, le besoin de locaux de grandes dimensions, le souci d'économie, exclut fréquemment l'emploi de voiles seuls. On peut dans ce cas associer avantageusement des voiles à des portiques. Dans ce cas le système est appelée système de contreventement mixtes.

L'interaction des deux types de structure produit par conséquent un effet de raidissage favorable et un intérêt particulier en raison des déformations différentes qui interviennent dans ces éléments.

RPA exige ce système de contreventement surtout pour les zones de forte sismicité, Parce que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyen ou grand élancement.

a) Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/ Version 2003 (l'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 la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Si $V_t < 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport
$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_t}.$$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$A = 0.3 ; Q = 1.1 ; R = 3.5$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0.692 \text{ s}$$

$$T_y = 0.79 \text{ s}$$

$$T=1.3 \times 0.692 = 0.90 \text{ s} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.56 \\ D_y = 1.431 \end{cases}$$

✓ A partir des résultats de modélisation par ETABS on trouve :

$$W = 65993,521 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = 6790.73 \text{ KN} ; V_{sty} = 6203.39 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } V_{dynx} = 7004,109 \text{ KN} ; V_{dyny} = 6943,041 \text{ KN}.$$

Tableau.IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_{st}	V_{dyn} / V_{st}	Observation
Sens x-x	7004,109	6790.73	1.03	C.V
Sens y-y	6943,041	6203.39	1.11	C.V

$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés.

b) Calcul des déplacements : RPA 99 article 4.4.3 [1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement. $R=5$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_k$ RPA 99 article 5.10

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.9: Vérification des déplacements au sens x-x.

Niveaux	Sens x-x					
	σ_K / σ_{K-1}	h_k (m)	R	Δ_k (m)	$1\% h_k$ (m)	observation
Niv12	0,000944	3,06	5	0,0144432	0.0306	c.v
Niv11	0,000956	3,06	5	0,0146268	0.0306	c.v
Niv10	0,000964	3,06	5	0,0147492	0.0306	c.v
Niv9	0,000961	3,06	5	0,0147033	0.0306	c.v
Niv8	0,000949	3,06	5	0,0145197	0.0306	c.v

Niv7	0,000923	3,06	5	0,0141219	0.0306	c.v
Niv6	0,00088	3,06	5	0,013464	0.0306	c.v
Niv5	0,000822	3,06	5	0,0125766	0.0306	c.v
Niv4	0,000744	3,06	5	0,0113832	0.0306	c.v
Niv3	0,000647	3,06	5	0,0098991	0.0306	c.v
Niv2	0,000529	3,06	5	0,0080937	0.0306	c.v
Niv1	0,000387	3,06	5	0,0059211	0.0306	c.v
RDC	0,000188	4,08	5	0,0038352	0.0408	c.v

Tableau.IV.10: Vérification des déplacements au sens y-y.

Niveaux	Sens y-y					
	σ_K/σ_{K-1}	h_k (m)	R	Δ_k (m)	1% h_k (m)	observation
Niv12	0,000676	3,06	5	0,0103428	0.0306	c.v
Niv11	0,000731	3,06	5	0,0111843	0.0306	c.v
Niv10	0,000794	3,06	5	0,0121482	0.0306	c.v
Niv9	0,000856	3,06	5	0,0130968	0.0306	c.v
Niv8	0,000913	3,06	5	0,0139689	0.0306	c.v
Niv7	0,000957	3,06	5	0,0146421	0.0306	c.v
Niv6	0,000982	3,06	5	0,0150246	0.0306	c.v
Niv5	0,000985	3,06	5	0,0150705	0.0306	c.v
Niv4	0,000959	3,06	5	0,0146727	0.0306	c.v
Niv3	0,000893	3,06	5	0,0136629	0.0306	c.v
Niv2	0,000788	3,06	5	0,0120564	0.0306	c.v
Niv1	0,000623	3,06	5	0,0095319	0.0306	c.v
RDC	0,000322	4,08	5	0,0065688	0.0408	c.v

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage $\Delta_{k \max} = 0,015\text{m} < 1\% h_e = 0.0306 \text{ m}$

c) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :[1]

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k} < 0.1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si : $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.11: Vérification de l'effet P-Δ au sens x-x.

Niveaux	P _k	Δ _k (x)	P.K × Δ _k (x)	h _k	V _x	h _k × V _x	θ _x	
Niv12	5 715,11	0,014	82,544	3,06	1 510,99	4 623,62	0,02	c.v
Niv11	10 502,50	0,015	153,618	3,06	2 469,13	7 555,54	0,02	c.v
Niv10	15 289,89	0,015	225,514	3,06	3 216,33	9 841,96	0,02	c.v
Niv9	20 121,69	0,015	295,855	3,06	3 857,65	11 804,41	0,03	c.v
Niv8	24 953,48	0,015	362,317	3,06	4 428,18	13 550,25	0,03	c.v
Niv7	29 785,28	0,014	420,625	3,06	4 930,35	15 086,87	0,03	c.v
Niv6	34 661,48	0,013	466,682	3,06	5 369,10	16 429,44	0,03	c.v
Niv5	39 537,67	0,013	497,250	3,06	5 750,46	17 596,42	0,03	c.v
Niv4	44 413,87	0,011	505,572	3,06	6 080,76	18 607,13	0,03	c.v
Niv3	49 351,28	0,010	488,533	3,06	6 367,36	19 484,12	0,03	c.v
Niv2	54 288,69	0,008	439,396	3,06	6 614,83	20 241,38	0,02	c.v
Niv1	59 226,09	0,006	350,684	3,06	6 816,64	20 858,90	0,02	c.v
RDC	65 993,52	0,004	253,098	4,08	7 004,11	28 576,77	0,01	c.v

Tableau.IV.12: Vérification de l'effet P- Δ au sens y-y.

Niveaux	P _k	Δ_k (y)	P.K $\times \Delta_k$ (y)	h _k	V _y	h _k $\times$ V _y	θ_y	
Niv12	5 715,11	0,010	59,110	3,06	1 360,15	4 162,06	0,01	c.v
Niv11	10 502,50	0,011	117,463	3,06	2 260,96	6 918,53	0,02	c.v
Niv10	15 289,89	0,012	185,745	3,06	3 022,91	9 250,09	0,02	c.v
Niv9	20 121,69	0,013	263,530	3,06	3 700,26	11 322,80	0,02	c.v
Niv8	24 953,48	0,014	348,573	3,06	4 304,79	13 172,65	0,03	c.v
Niv7	29 785,28	0,015	436,119	3,06	4 839,74	14 809,61	0,03	c.v
Niv6	34 661,48	0,015	520,775	3,06	5 313,37	16 258,92	0,03	c.v
Niv5	39 537,67	0,015	595,853	3,06	5 729,36	17 531,83	0,03	c.v
Niv4	44 413,87	0,015	651,671	3,06	6 085,22	18 620,76	0,03	c.v
Niv3	49 351,28	0,014	674,282	3,06	6 381,54	19 527,51	0,03	c.v
Niv2	54 288,69	0,012	654,526	3,06	6 618,35	20 252,14	0,03	c.v
Niv1	59 226,09	0,010	564,537	3,06	6 795,22	20 793,36	0,03	c.v
RDC	65 993,52	0,007	433,498	4,08	6 943,04	28 327,61	0,02	c.v

d) Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.)(1):

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

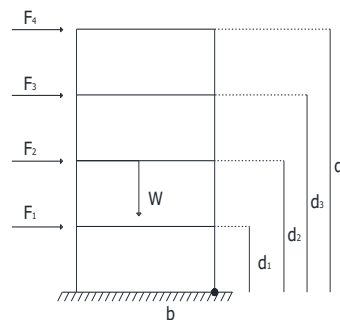
M_s : moment stabilisant

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

$$\checkmark \quad M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$



b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$

$$M_{sx} = 115664,6279 \times 14.05 = 1625088.037 \text{ KN. m}$$

$$M_{sy} = 115664,6279 \times 10,8 = 1249177.993 \text{ KN. M}$$

Tableau.V.13: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant.

	$M_{\text{stabilisant}}$	$M_{\text{renversement}}$
Sens x	1625088.037	988556,6551
Sens y	1249177.993	830378,9841

✓ Sens x-x :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{1625088.037}{988556,6551} = 1.643 \dots\dots\dots CV$$

✓ Sens y-y :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{1249177.993}{830378,9841} = 1.504 \dots\dots\dots CV$$

Donc il y'a pas d'un risque de renversement selon les deux sens.

e) Effort normal réduits : RPA Article : 7.1.3.3 et 7.4.3[1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par l'ETABS)

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le **CBA**, (l'Article B.8.2.2)[2] pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme: "Les combinaisons d'action à considérer

sont celles données par les **RPA**." Les combinaisons du **RPA** pour un ouvrage avec des voile (mixte) sont connues :

A) Vérification d'effort normal réduits des poteaux :

0.8G+Ex, y ; 0.8G-Ex,y ; G+Q+ Ex, y ; G+Q- Ex, y

$$v = \frac{1971.44 \times 10^3}{(500 \times 400) \times 25} = 0.39 > 0.3$$

Donc il faut augmenter la section du poteau

on propose la section (55×50)cm²

$$v = \frac{1971.44 \times 10^3}{(550 \times 500) \times 25} = 0.28 < 0.3 \quad \text{cv}$$

Tableau.IV.14: Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

poteau	Nd (KN)	Bc m ²	Fc28	V	observation
45*40	1487.46	0.18	25	0.33	C. N. V
45*35	1180.15	0.15715	25	0.29	C. V
40*35	770.43	0.14	25	0.22	C. V
35*35	402.59	0.12	25	0.13	C. V

Pour le poteau de section (45×40) la vérification de l'effort réduit est non vérifiée don on augmente la section de poteau. Ce dernier sera à une section de (50×40)

$$v = \frac{1487.46 \times 10^3}{(500 \times 400) \times 25} = 0.29 < 0.3 \quad \text{cv}$$

B) Vérification d'effort normal réduit des voiles :

Tableau.IV.15: Vérification d'effort normal réduit des voiles.

voile	Nd (KN)	Bc m ²	Fc28	V	observation
445*20	2704.26	0.89	25	0.12	C. V
260*20	715.46	0.52	25	0.05	C. V
140*20	255.75	0.28	25	0.03	C. V
195*20	312.83	0.39	25	0.03	C. V

f) Vérification de L'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7) [1]

Dans notre analyse tridimensionnelle, les effets de la torsion accidentelle de l'axe verticale doivent être pris en compte $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la

direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

- Sens X : $a_{accidentelle} = 0,05 \times L_{xi}$

- Sens Y : $a_{accidentelle} = 0,05 \times L_{yi}$

Le calcul des centres de masse de chaque élément dans la structure permet de déterminer les coordonnées de l'excentricité massique.

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 » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel ETABS a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.16: Vérification de l'excentricité.

étage	Masse (kg)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ecalculée (m)		eaccidentelle (m)	
						e_x	e_y	e_x	e_y
RDC	215253,3	13,7243	10,5626	13,6894	10,6834	-0,0349	0,1208	1,4	1.08
E1	161003,3	13,7277	10,6091	13,6793	10,6645	-0,0484	0,0554	1,4	1.08
E2	161003,3	13,7277	10,6091	13,6732	10,6701	-0,0545	0,061	1,4	1.08
E3	157668,4	13,7283	10,6102	13,6684	10,6819	-0,0599	0,0717	1,4	1.08
E4	154708,3	13,7288	10,6112	13,6646	10,6962	-0,0642	0,085	1,4	1.08
E5	154708,3	13,7288	10,6112	13,6618	10,7115	-0,067	0,1003	1,4	1.08
E6	152114,5	13,7293	10,6121	13,6596	10,727	-0,0697	0,1149	1,4	1.08
E7	150180,4	13,7306	10,6128	13,6581	10,7418	-0,0725	0,129	1,4	1.08
E8	150180,4	13,7306	10,6128	13,657	10,7561	-0,0736	0,1433	1,4	1.08
E9	147586,6	13,7311	10,6138	13,6564	10,7694	-0,0747	0,1556	1,4	1.08
E10	145652,5	13,7325	10,6146	13,6562	10,7811	-0,0763	0,1665	1,4	1.08
E11	144182,8	13,7344	10,6494	13,6565	10,7911	-0,0779	0,1417	1,4	1.08
E12	147316,5	13,7304	10,6653	13,6581	10,8	-0,0723	0,1347	1,4	1.08

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent. L'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas la valeur $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition est vérifiée.

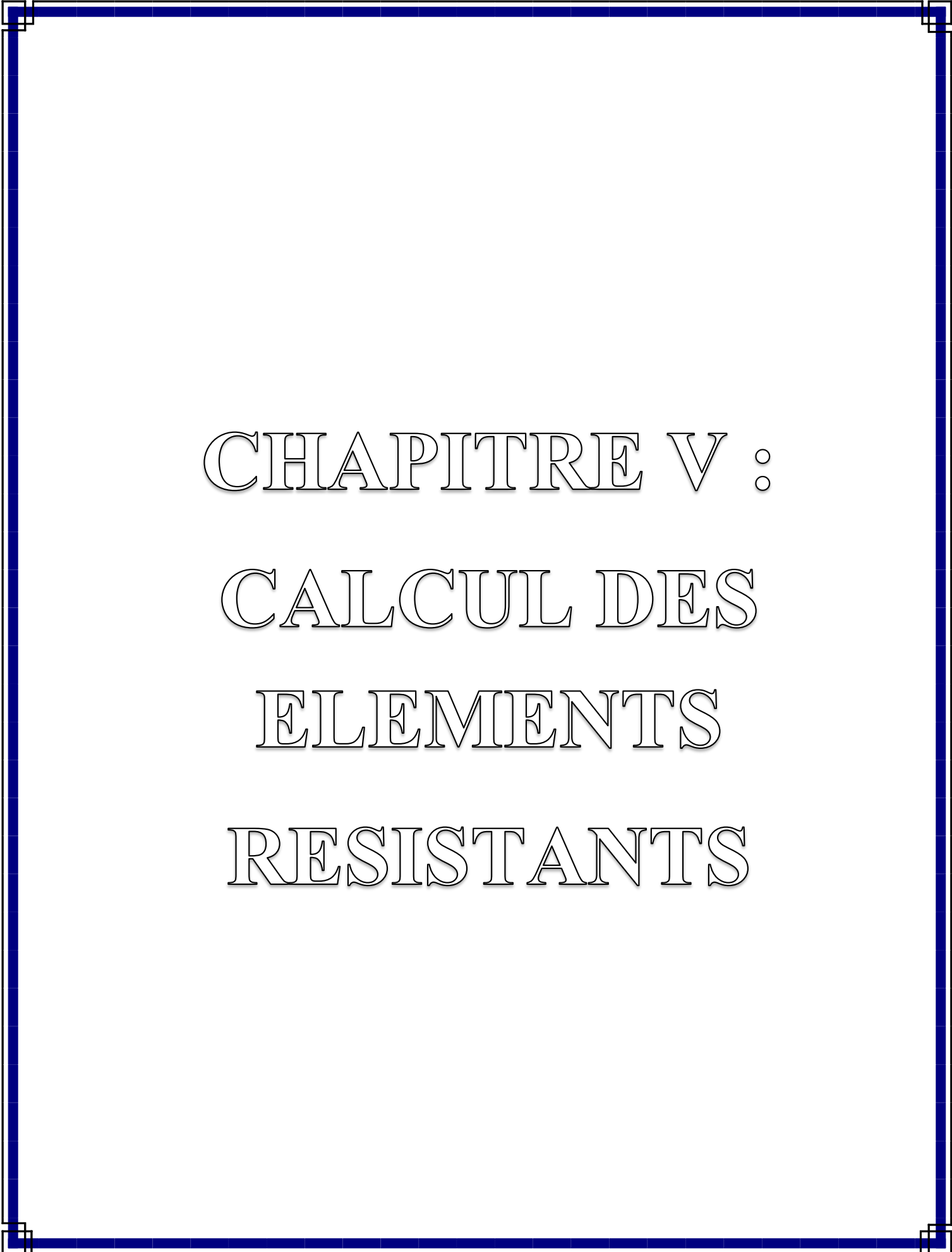
IV.5. CONCLUSION :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS 17.0.1, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, le 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8 \cdot V_{MSE}$)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.



CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : **RPA article 5.2** .

- $1.35G+1.5Q$ - $G+Q+E$ - $0.8G+E$.
- $G+Q$ - $G+Q-E$ - $0.8G-E$.

✓ Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $M^{\max}$ $\longrightarrow$ N^{corr}
- $N^{\max}$ $\longrightarrow$ M^{corr}
- $N^{\min}$ $\longrightarrow$ M^{corr}

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003:

a) Coffrage : RPA 7.4.1[1]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30 \text{ cm en zone III.}$
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20.$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4.$

b) Les armatures longitudinales : RPA. article.7.4.2.1.[1]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par:

$$\bullet 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$\bullet 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodales est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = (\max h_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

h_e : la hauteur de l'étage.

$(h_1 ; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

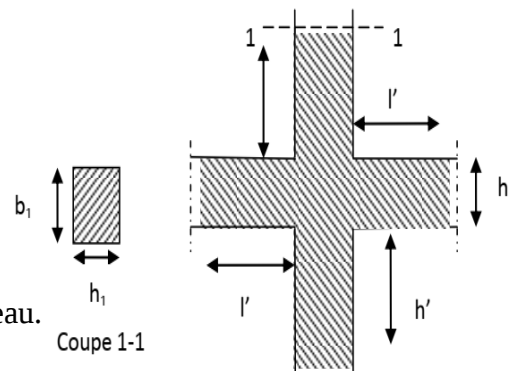


Figure.V.1: La zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau.V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm^2)	$A_{\min}$ (cm^2)	$A_{\max}$ (cm^2)	
			Zone courante	zone de recouvrement
s-sol et RDC	55×50	24,75	110	165
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme}	50×40	18	80	120
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	45×35	14,175	63	94,5
7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40×35	12,6	56	84
10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme}	35×35	11,025	49	73,5

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.[1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ zone nodale :

$t \leq 10 \text{ cm. en zone III.}$

➤ zone courante :

$t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \Phi_1) \text{ en zone III}$

où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales :

Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$

Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimum.

V.2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.2: Sollicitations dans les poteaux.

	G+Q±E		ELU		0.8G±E	
	$M^{\max}$ et N^{corres}		$N^{\max}$ et M^{corres}		$N^{\min}$ et M^{corres}	
Poteaux	$M^{\max}$	N^{corres}	$N^{\max}$	M^{corres}	$N^{\min}$	M^{corres}
55×50	60.56	1966.34	2806.19	-7.48	32.80	9.08
50×40	147.28	456.72	2409.32	-6.625	0.77	28.9
45×35	136.66	292.13	1708.55	-15.75	0.47	1.16
40×35	123.36	243.40	1103.54	-12.7	4.01	18.97
35×35	98.01	113.17	559.26	-7.71	12.81	20.92

- La force de Traction maximale du poteau = 19.46 kN

❖ **Exemple de calcul :**

a) Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (55x50) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

$$\begin{cases} N_{\max} = 2806.19 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = -7.48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-7.48}{2806.19} = -2.66 \times 10^{-3} \text{ m} = -0.266 \text{ cm}$$

- Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [3].

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) \Rightarrow \max\left(2\text{cm}; \frac{408}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = -0.266 + 2 = 1.734 \text{ cm}$$

- vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre: (CBA93 A.4.3.5) [2]

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left[15; 20 \frac{e_1}{l}\right]$$

l_f : Longueur de flambement de la pièce : $l_f = l \times 0.7$ $l_f = 4.08 \times 0.7 = 2.856 \text{ m}$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\frac{285.6}{50} \leq \text{Max}\left[15; 20 \times \frac{1.734}{408}\right]$$

$$5.71 \leq \text{Max}[15; 1.085] \dots \dots \text{cv}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2 :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} \Rightarrow \alpha = \frac{-5.11}{-5.11 - 0.38} = 0.93 \quad \varphi = 2.$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(2.856)^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.93 \times 2) = 0.017\text{m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a \Rightarrow e = 0.017 - 2.66 \times 10^{-3} + 0.02$$

$$e = 0.034 \text{ m}$$

il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) (h/2 - d') > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 500 \times 550 \times 14.2 = 3905 \text{ KN}$$

$$M_2 = (2806.19 - 3905) (0.55/2 - 0.03) = -269.20 \text{ KN.m} \dots \dots \text{cv}$$

$$M_3 = N_u (h/2 - d') - (0.337h - 0.81d')0. < M_u$$

$$M_3 = 2806.19 (0.55/2 - 0.03) - (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 3905 = 58.61 \text{ KN.m.} \dots \dots \text{cnv}$$

Donc il faut calculer :

$$\psi = \frac{0.3754 \times N_0 \times h + N_u (h/2 - d') - M_u}{(0.8571 \times h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 3905 \times 0.55 + 2806.19 (0.55/2 - 0.03) + 7.48}{(0.8571 \times 0.55 - 0.03) 3905} = 0.87 > 0.8095$$

la section est entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = \frac{2806.19 - 0.87 \times 3905}{347.82} = -16.99 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0$$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal :

$$A_{min} = \max \{4p ; 0.2\%B\}.$$

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée.

$$A_{min} = \{8.40 ; 5.50\}.$$

$$A_{min} = 8.4 \text{ cm}^2$$

Sections des armatures longitudinales donnent par Excel dans les poteaux.

Tableau.V.3: Sections des armatures longitudinales.

	G+Q±E (cm ²)	ELU (cm ²)	0.8G±E (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} (cm ²)
55×50	23.80	-16.99	1.54	8.4	24.75	24.75
50×40	26.36	-7.89	4.52	7.2	18	26.36
45×35	26.09	-9.61	0.2	6.4	14.17	26.09
40×35	26.30	8.17	3.73	6	12.6	26.30
35×35	23.07	3.19	4.08	5.6	11.02	23.07

Après le calcul on trouve que la section d'armature du poteau soumis à la traction est inférieure à celle soumis à la flexion composée.

Choix des armatures :

Tableau.V.4: Sections des armatures longitudinales adoptées.

niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
s-sol et RDC	55×50	24.75	6HA20+4HA16=26.89
1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme}	50×40	26.36	6HA20+4HA16=26.89
4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	45×35	26.09	6HA20+4HA16=26.89
7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme}	40×35	26.30	6HA20+4HA16=26.89
10 ^{eme} , 11 ^{eme} et 12 ^{eme}	35×35	23.07	6HA20+4HA12=23.37

b) Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 64.28 \text{ KN}$$

$$h_1 = 55 \text{ cm}$$

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

λ_g est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (5.19 \text{ ou } 5.71) = 5.19$$

$$\rho = 2,50$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm. en zone III}$$

➤ zone courante :

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \Phi_1) \text{ en zone III}$$

$$t \leq \text{Min} (25, 27.5, 12) \rightarrow t' = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = 10 \times \frac{2.5 \times 64.28 \times 10^3}{550 \times 400} = 0.073 \text{ cm}$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{\min}) = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 6T8 = 3.018 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.5: Sections des armatures transversales.

Niveau	RDC, +s-sol	1+2et 3 ^{ème} étage	4 et5 ^{ème} +6 étage	et7 ^{ème} 8+9 étage	10+11+12 ^{ème} étage
Section (cm ²)	50*55	50*40	45*35	40*35	35*35
$\Phi_{\min}$ (cm)	1,6	2.2	1.92	1,05	1,05
l_f (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	5,19	4,28	4,76	5,36	6,12
V_u (KN)	64,28	115,09	106,59	94,66	70,33
l_r (cm)	50	40	35	35	35
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	10	10	10	10	10
ρ	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
A_t (mm ²)	73,04	143,86	148,04	147,90	125,58

✓ on adopte pour tous les étages : $6T8 = 3.018 \text{ cm}^2$.

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq 1/3 \times \phi_l^{\max} \rightarrow 8 > 20/3 = 6.66 \dots \text{Cv.}$$

V.2.3. Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.08 \text{ m}$ et un effort normal égal à 2809.16 KN .

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)[2]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285.6}{50} = 19.78$$

$$\lambda = 19.78 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.78}{35} \right)^2} = 0.798$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.2544 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \gamma_s = 1.15$$

$$A = 26.89 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.798 \times \left[\frac{0.2544 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2689 \times \frac{400}{1.15} \right] = 4505.83 \text{ KN}$$

$$N_U = 2809.16 \text{ KN} < \bar{N}.$$

Donc pas de risque de flambement.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)[1]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.6: Vérification aux sollicitations tangentielles.

niveau	Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ MPa	τ_{adm} MPa	observ ation
RDC ,1 ^{er} étage	55*50	1,96	3,92	0,04	52,00	64,28	0,25	1,00	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	55×50	2,86	5,71	0,08	52,00	64,28	0,25	1,88	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	50×40	2,14	5,36	0,08	47,00	115,09	0,61	1,88	vérifiée
6 ^{ème} ,7 ^{ème} étage	45×35	2,14	5,36	0,08	42,00	106,59	0,63	1,88	vérifiée
8 ^{ème} ,9 ^{ème} étage	40×35	2,14	6,12	0,08	37,00	94,66	0,73	1,88	vérifiée
10 ^{ème} ,11 ^{ème} étage	35×35	2,14	6,12	0,08	32,00	94,66	0,85	1,88	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

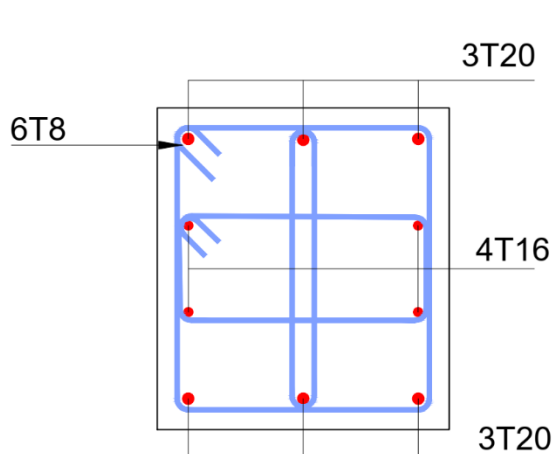


Figure.V.2: Schéma de ferrailage des poteaux S-SOL à 9^{ème} étage.

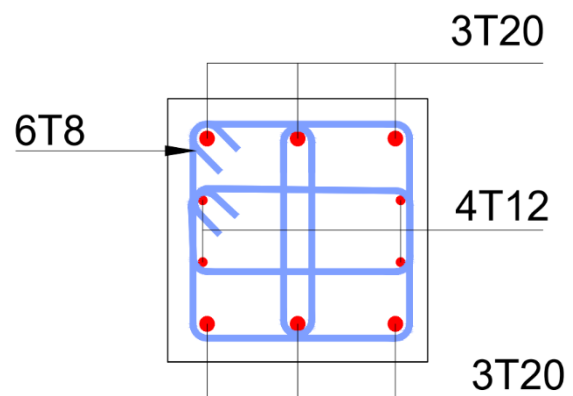


Figure.V.3: Schéma de ferrailage des poteaux 10^{ème} à 12^{ème} étage.

V.3. FERRAILAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS version 17.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3
 - $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
 - $G + Q$ (ELS).
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003 :**a) Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1)[1]**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
 - ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.2)[1]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales ϕ_l à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres :**V.3.2.1. Poutre principale :****❖ Exemple de calcul :****a) Les armatures longitudinales :**

- ✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ETABS 17.

Tableau.V.7: Sollicitations de la poutre principale.

section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E (KN.m)		0.8G+E (KN.m)	
	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a
50×30	95.81	185.25	69.52	134.14	121.14	117.07	113.28	69.93

✓ **Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 121.14 \text{ KN.m}$$

$$h = 50 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{121.14 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 450^2} = 0.140$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.189$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 415.98 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{121.14 \times 10^6}{347.82 \times 415.98} = 8.37 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6 HA14= 9.24 cm²**

✓ **Ferraillage en appui :**

$$M_{a \max} = 185.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{185.25 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 450^2} = 0.214$$

$$\mu > 0.186 \text{ et } \mu < \mu_l = 0.392$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.304$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 395.28 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{185.25 \times 10^6}{347.82 \times 395.28} = 13.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 HA20 + 3 HA14= 14.04 cm²**.

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)[3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 450 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1)[1]**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 50) = 7.5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1)[1]**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 60 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 90 \text{ cm}^2$

b) Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi t \leq \min (50 / 35 ; 30 / 10 ; 1.4)$$

$\phi t = 1.4 \text{ cm}$ Donc on prend $\phi t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

dans la zone nodale : $S_t = \min (\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l)$

$$S_t = \min \left(\frac{50}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 12.5 \text{ cm.}$$

donc on adopte $S_t = 10 \text{ cm}$

en dehors de la zone nodale: $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

V.3.2.2. Poutre secondaire :

Tableau.V.8: Ferrailage de la poutre secondaire.

Section	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	49.23	0.116	0.154	295.59	4.78	5HA12 = 5,65
Appuis	57.46	0.136	0.183	291.94	5.65	5HA12 = 5.65

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)[3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales :**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi t \leq \min (35 / 35 ; 30 / 10 ; 1.2) .$$

$$\phi t = 1 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **Calcul de l'espacement : (RPA A.7.5.2.2)[1]**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

dans la zone nodale : $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right)$

$$S_t = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 8.75 \text{ cm.}$$

donc on adopte $S_t = 8 \text{ cm}$

en dehors de la zone nodale: $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

Tableau.V.9: Tableau récapitulatif de la poutre secondaire.

Section	A appui	A travée	A trans	ST nodale	ST courante	L _r
Poutre principale	3HA20 +3HA14	6HA 14	un cadre et un étrier	10	15	80
Poutre secondaire	5HA12	5HA 12	un cadre et un étrier	8	15	50

V.3.3. Vérifications :**V.3.3.1. Poutres principales :****a) Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{33890}{300 \times 450} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

- ✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.10: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	69.52	9.47	16.44	160299.41	7.12	Vérifiée
Appuis	134.14	14.04	19.07	210950.94	12.12	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.11: Vérification de la compression du béton.

section	$T_{\max}$ (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PP (30×40)	33,89	972	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : $h=0.50$ m et $l=5.9$ m.

$$A_{stt} = 9.47 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.084 > 0.062 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.084 < 0.066 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.010 < 0.010 \dots\dots\dots \text{c.v} .$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.3.3.2. Poutre secondaire :**a) Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13700}{300 \times 315} = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.144 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

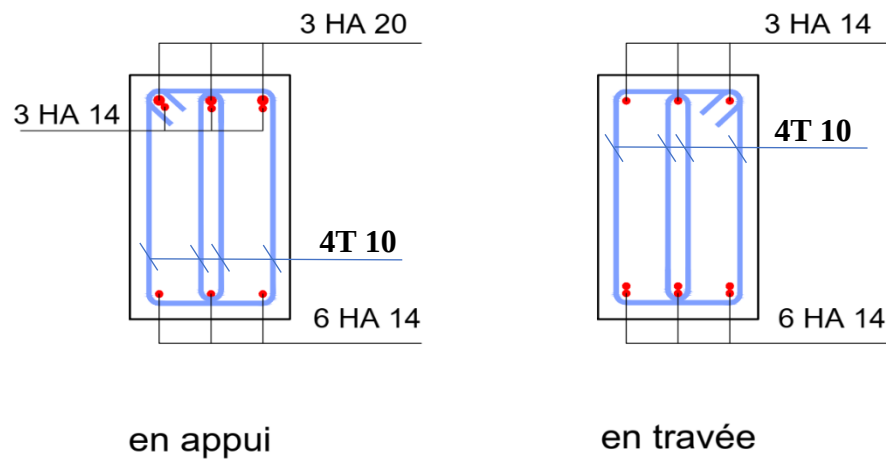
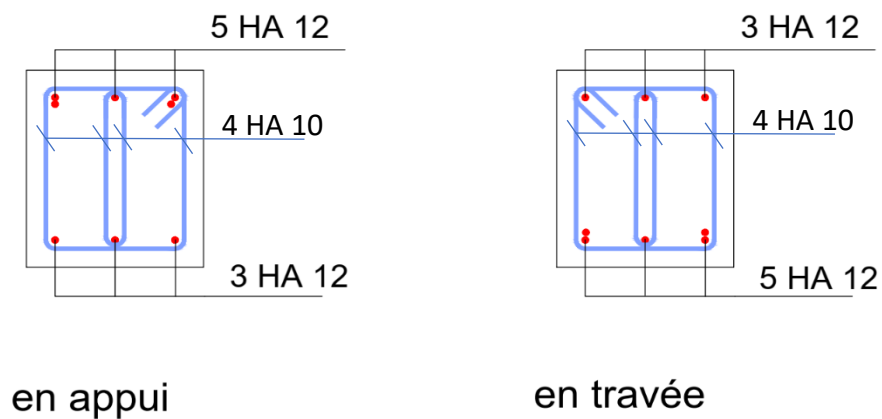
	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	28.65	5.65	39.45	619317.74	1.82	Vérifiée
Appuis	41.65	5.65	39.45	619317.74	2.65	

C. Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.13: Vérification de la compression du béton .

section	$T_{\max}$ (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PS (30×35)	13,7	567	Oui

**Figure.V.4:** Schéma de ferrailage des poutres principales.**Figure.V.5:** Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.3. FERRAILLAGE DES VOILES :

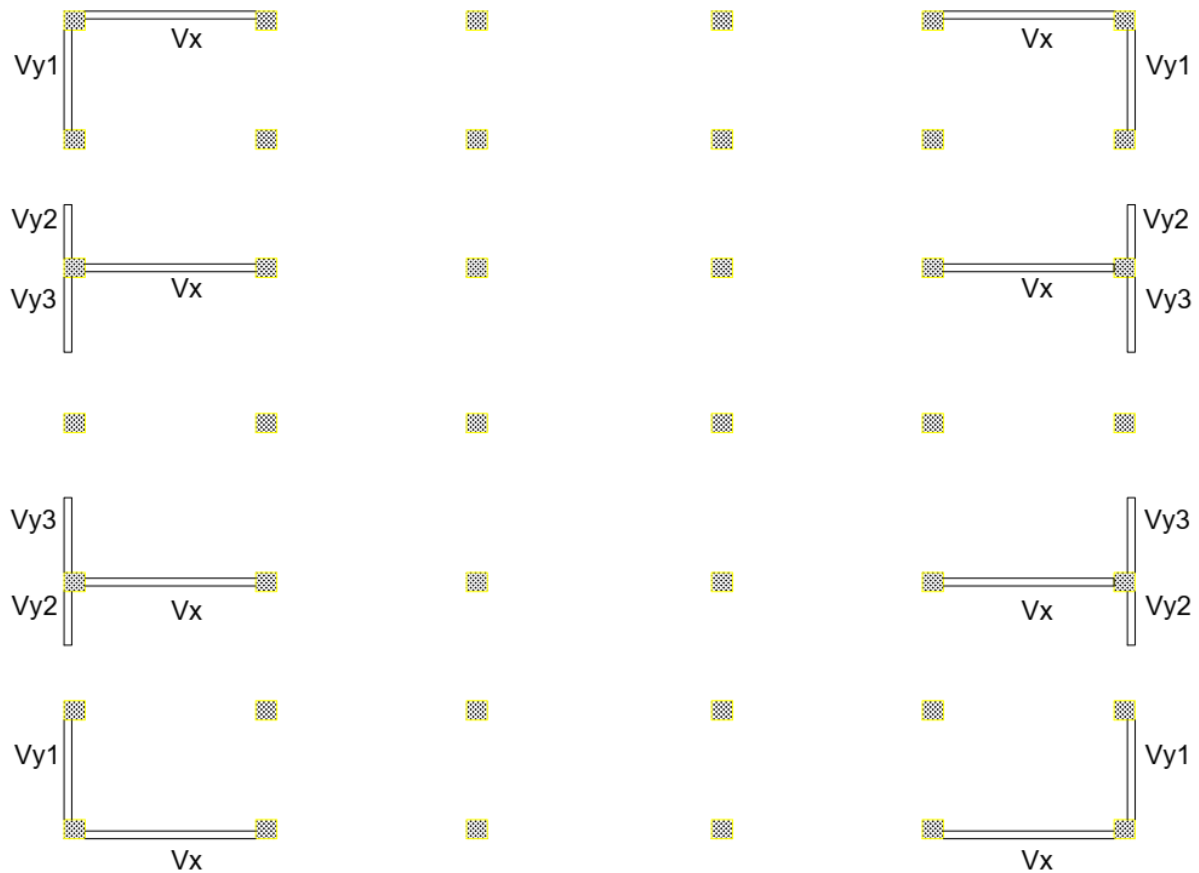


Figure.V.6: Schéma de disposition des voiles.

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes et une dimension petite appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Pour la modélisation d'un voile, on l'assimile à une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action, d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

V.3.1. recommandations de la RPA99 V 2003:

selon les prescriptions du RPA99. Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures de répartition.

➤ **Combinaisons :**

Selon le **RPA 99 version 2003** et **BAEL** les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

➤ **Armatures verticales : R.P.A 99 (A7.7.4.1)[1]**

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- ✓ Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendue.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- ✓ Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).
- ✓ À chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à **15cm**.

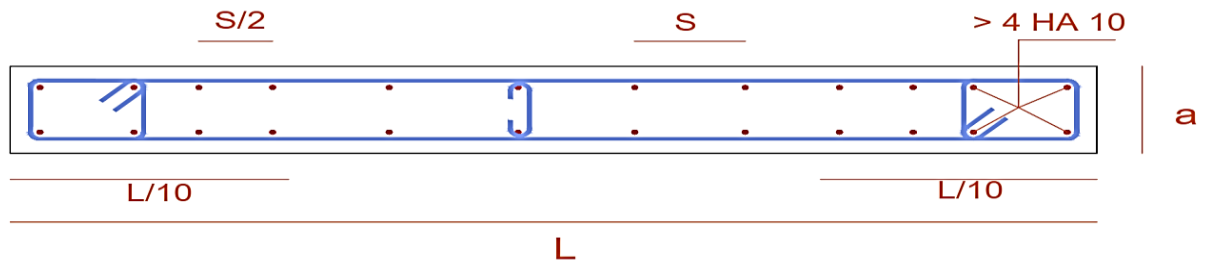


Figure.V.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doivent pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures horizontales : RPA 99 (art 7.7.4.2) [1]**

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

➤ **Règles communes : R.P.A 99 (art 7.7.4.3) [1]**

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%

- En zone courante 0.10%

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des valeurs Suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} St \leq 1.5a \\ St \leq 30cm \end{cases} \Rightarrow St \leq \text{Min} (30cm; 1.5a), \text{ Avec } a: \text{ espacement du voile}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{Fe}$$

Avec : $V = 1.4V_{\text{calculé}}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2. Exemple de calcul :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailler les voiles.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

On fait l'exemple de calcul sur un voile de largeur égale à 4.45m et une épaisseur égale à 20 cm soumis à un effort de compression et un moment de flexion qui sont dus à la combinaison sismique (0.8G+E) :

$$N_{\max} = -1492.87 \text{ KN (compression)} , M_{\text{corr}} = 4747.61 \text{ KNm}$$

a) Détermination des contraintes :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

$$S : \text{section du voile, } S = 4.45 \times 0.2 = 0.89 \text{ m}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du voile, } I = (e \times L^3)/12 = 1.468 \text{ m}^4$$

$$y = \text{La demi largeur du voile, } y = L/2 = 2.225 \text{ m}$$

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$$\sigma_t = 5.51 \text{ MPa (contrainte maximale de traction)}$$

$$\sigma_c = -8.873 \text{ MPa (contrainte maximale de compression)}$$

La section du voile est partiellement comprimée (S.P.C).

Maintenant, nous déterminons les longueurs de la zone comprimée et celle tendue par les formules suivantes :

$$\text{- longueur de la zone tendue : } L_T = \frac{\sigma_T \times L}{\sigma_T + |\sigma_c|} = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{- longueur de la zone comprimée: } L_C = L - L_t = 2.75 \text{ m.}$$

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile:

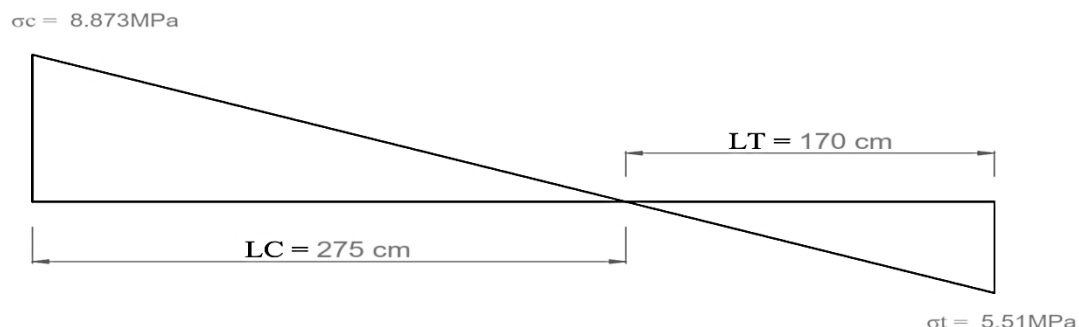


Figure.V.8: Diagramme des contraintes du voile .

b) Calcul du ferrailage:

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction d'où la nécessité d'y mettre des armatures pour résister aux contraintes de traction. Nous déterminons donc le ferrailage en considérant la contrainte de traction.

➤ Zone d'about :

C'est la zone extrême du voile, on considère une largeur de 25 cm pour chaque côté du voile. Nous déterminons la contrainte moyenne dans la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \times (L_T - 0,25)}{L_T} = 4.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}1} = (\sigma_t + \sigma_1)/2 = 4.98 \text{ MPa}$$

Maintenant, nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about.

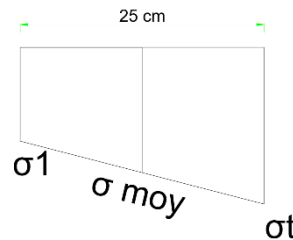
$$N_{\text{moy}1} = \sigma_{\text{moy}1} \times S_{\text{about}}$$

S_{about} est la section de la zone d'about,

$$S_{\text{about}} = 0,25 \times 0,2 = 0,05 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy}1} = 4.98 \times 50000 = 249000 \text{ N}$$

$$N_{\text{moy}1} = 0,05 \times 2,85 = 0,14 \text{ MN}$$



La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy}1} / \sigma_s \quad ; \quad \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = 7.15 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante:

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à:

$$d = \min (h_e/2, \frac{2}{3} L_c)$$

he: est la hauteur libre du voile ($h_e = 4.08 \text{ m}$) d'où $d = 1.82 \text{ m}$

On trouve que la largeur de la bande est supérieure à la largeur de la zone tendue, donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la zone tendue, soit :

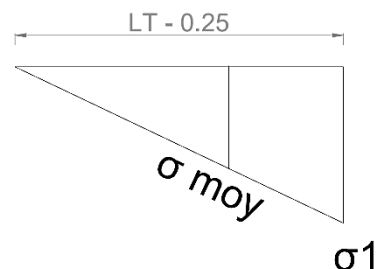
$$\sigma_{\text{moy}2} = (2/3) \times \sigma_1 = 3.14 \text{ MPa}$$

$$N_{\text{moy}2} = (1/2) \times \sigma_{\text{moy}2} \times S_{\text{courante}}$$

$$S_{\text{courante}} = 1.82 \times 0,2 = 0,364 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{moy}2} = 0,5 \times 3,14 \times 0,364 = 571480 \text{ N}$$

$$A_{\text{courante}} = N_{\text{moy}2} / \sigma_s = 16.42 \text{ cm}^2$$



La valeur de la section « $A_{courante}$ » concerne uniquement la zone tendue, pour la zone courante totale du voile ($L_{courante} = 3.95$ m), il suffit de faire la règle de 3 pour la trouver :

$$A_{courante\ totale} = (A_{courante} \times L_{courante}) / (L_T - 0,25) = \mathbf{44.42\ cm^2}$$

❖ **Récapitulation:**

✓ $A_{about} = 7.15\ cm^2 \rightarrow$ on opte pour une section de (2 x 3T14)

espacés de 10 cm soit de $9.23\ cm^2$

✓ $A_{courante\ total} = 44.42\ cm^2 \rightarrow$ on opte pour une section de (2 x 20T12)

espacés de 19 cm soit de $45.24\ cm^2$

c) **Armatures minimales:**

➤ La zone comprimée :

$$A_{min} \geq 4 \frac{cm^2}{m} \text{ de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures}$$

$$0.2\% \times B \leq A_{min} \leq 0.5\% \times B$$

$$11\ cm^2 \leq A_{min} \leq 27.5\ cm^2$$

➤ La zone tendue :

$$A_{min} \geq 0.2\% \times B$$

$$A_{min} \geq 6.8\ cm^2$$

d) **Exigences de R PA 99 v 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit:

- Globalement dans la section du voile: $0,15\ \% \times B$.

$$A_{min} = 0.15\% \times 4.45 \times 0.2 = 17.80\ cm^2$$

- En zone courantes: $0,10\ \%$.

$$A_{min} = 0.10\% \times 3.95 \times 0.2 = 7.90\ cm^2$$

e) **Armatures horizontales:**

- D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{63.7}{4} = 15.92\ cm^2$

- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\ \% \cdot B = 2,7\ cm^2$

$$A_h \geq 0.15\% \times 0.2 \times 4.45 = 13.35\ cm^2$$

Soit: 5HA10/ml avec: $S_t=18cm$

f) Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

g) Vérification des contraintes de cisaillement:**➤ BAEI 91:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{758.75 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3880}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{C.V}$$

➤ RPA99 révisé 2003:

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1062.25 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3880} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

h) Vérification à l'ELS:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + \alpha A_s} = \frac{2933.06 \times 10^3}{200 \times 4450 + 5872} = 3.27 \text{ MPa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

V.3.3. ferrailage des voiles :

On obtient les valeurs maximales des contraintes des trois cas (SPC ; SET ; SEC) pour chaque voile et on résume les calculs dans les tableaux suivants :

a) Les voiles de RDC :**➤ Ferrailage de voile Vx :**

- Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.14: Calcul du voile Vx en SET.

	Zone	Zone d'about	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	4.45	4.45	4.45	4.45
	e (cm)	20	20	20	20
	B (m²)	0,89	0.89	0.89	0.89
	I(m)	1.468	1.468	1.468	1.468
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$(KN/m²)	3371.17	3274.38	2764.62	2254.86
	$\sigma_{\min}$(KN/m²)	3274.38	2764.62	2254.86	1745.10
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	L_t (cm)	445	445	445	445
	L_c (cm)	0,00	0,00	0 ,00	0 ,00
	d(m)	0.25	1.317	1.317	1.317
Ferraillage des voiles	N (KN)	166.13	795.13	660.89	526.66
	A_v (cm²)	4.15	19.87	16.52	13.16

- Section entièrement comprimée (SEC) :

Tableau.V.15: Calcul du voile Vx en SEC.

	Zone	Zone d'about	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	4.45	4.45	4.45	4.45
	e (cm)	20	20	20	20
	B (m²)	0,89	0.89	0.89	0.89
	I(m)	1.468	1.468	1.468	1.468
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$(KN/m²)	3175.54	3158.76	3070.34	2981.93
	$\sigma_{\min}$(KN/m²)	3158.76	3070.34	2981.93	2893.51
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC
	L_t (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00
	L_c (cm)	445	445	445	445
	d(m)	0.25	1.317	1.317	1.317
Ferraillage des voiles	N (KN)	158.35	820.16	796.88	773.60
	A_v (cm²)	-13.79	-72.97	-73.56	-74.14

- Section partiellement tendue (SPT) :

Tableau.V.16: Calcul du voile Vx en SPT.

	Zone	Zone d'about	Zone I	Zone II
Caractéristiques Géométriques	L (m)	4.45	4.45	4.45
	e (cm)	20	20	20
	B (m²)	0,89	0.89	0.89
	I(m)	1.468	1.468	1.468
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$(KN/m²)	7259.10	6451.94	3225.97
	$\sigma_{\min}$(KN/m²)	6451.94	3225.97	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L_t (cm)	224.8	224.8	224.8
	L_c (cm)	220.2	220.2	220.2
	d(m)	0,25	0,728	0,728
Ferraillage des voiles	N (KN)	342.77	966.98	322.32
	A_v (cm²)	8.56	24.17	8.05

➤ Ferraillage de voile V_{Y1} :

- Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.17: Calcul du voile Vy1 en SET.

	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2.6	2.6	2.6
	e (cm)	20	20	20
	B (m²)	0.52	0.52	0.52
	I(m)	0.293	0.293	0.293
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$(KN/m²)	2594.39	2523.26	2224.54
	$\sigma_{\min}$(KN/m²)	2523.26	2224.54	1925.82
	Nature de la section	SET	SET	SET
	L_t (cm)	260	260	260
	L_c (cm)	0,00	0,00	0 ,00
	d(m)	0,25	1,05	1,05
Ferraillage des voiles	N (KN)	127.9	498.52	435.78
	A_v (cm²)	3.19	12.46	10.89

- Section partiellement tendue (SPT) :

Tableau.V.18: Calcul du voile Vy1 en SPT.

	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2.6	2.6	2.6
	e (cm)	20	20	20
	B (m²)	0.52	0.52	0.52
	I(m)	0.293	0.293	0.293
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	9335.7	7441.89	3720.94
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	7441.89	3720.94	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L_t (cm)	123.2	123.2	123.2
	L_c (cm)	136.8	136.8	136.8
	d(m)	0,25	0,491	0,491
Ferraillage des voiles	N (KN)	419.44	548.31	182.77
	A_v (cm²)	10.48	13.7	4.56

➤ Ferraillage de voile V_{y2} :

- Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.19: Calcul du voile Vy2 en SET.

	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4
	e (cm)	20	20	20
	B (m²)	0.28	0.28	0.28
	I(m)	0.046	0.046	0.046
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	2436.40	2329.73	2137.73
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	2329.73	2137.73	1945.73
	Nature de la section	SET	SET	SET
	L_t (cm)	140	140	140
	L_c (cm)	0,00	0,00	0 ,00
	d(m)	0,25	0,45	0,45
Ferraillage des voiles	N (KN)	119.15	201.03	183.75
	A_v (cm²)	2.97	5.026	4.59

- Section partiellement tendue (SPT) :

Tableau.V.20: Calcul du voile Vy2 en SPT.

	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.4	1.4	1.4
	e (cm)	20	20	20
	B (m²)	0.28	0.28	0.28
	I(m)	0.046	0.046	0.046
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	10182.42	7387.19	3693.59
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	7387.19	3693.59	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L_t (cm)	91.1	91.1	91.1
	L_c (cm)	48.9	48.9	48.9
	d(m)	0.25	0,33	0,33
Ferraillage des voiles	N (KN)	439.24	366.05	122.01
	A_v (cm²)	10.98	9.15	3.05

➤ Ferraillage de voile V_{Y3} :

- Section entièrement tendue (SET) :

Tableau.V.21: Calcul du voile Vy3 en SET.

	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.95	1.95	1.95
	e (cm)	20	20	20
	B (m²)	0,39	0,39	0,39
	I(m)	0.124	0.124	0.124
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}(KN/m^2)$	2177	2120.39	1956.20
	$\sigma_{min}(KN/m^2)$	2120.39	1956.20	1792.02
	Nature de la section	SET	SET	SET
	L_t (cm)	195	195	195
	L_c (cm)	0,00	0,00	0 ,00
	d(m)	0,25	0,725	0,725
Ferraillage des voiles	N (KN)	107.43	295.55	271.74
	A_v (cm²)	2.68	7.38	6.79

- Section partiellement tendue (SPT) :

Tableau.V.22: Calcul du voile Vy3 en SPT.

	Zone	Zone d'about	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.95	1.95	1.95
	e (cm)	20	20	20
	B (m²)	0,39	0,39	0,39
	I(m)	0.124	0.124	0.124
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	11676.46	9582.02	4791.01
	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)	9582.02	4791.01	0
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT
	L_t (cm)	139.4	139.4	139.4
	L_c (cm)	55.6	55.6	55.6
	d(m)	0,25	0,572	0,572
Ferraillage des voiles	N (KN)	531.46	821.95	273.98
	A_v (cm²)	13.28	20.54	6.85

On prend la section maximale des armatures verticaux entre les trois cas (SEC SET SPC) dans chaque voile .

Tableau.V.23: Tableau de ferraillage des voiles.

Voile	V _X	V _{Y1}	V _{Y2}	V _{Y3}
A _{v about} (cm ²)	8.56	10.48	10.98	13.28
A _{v courante} (cm ²)	63,71	39.07	16.62	34.73
A _{v total} (cm ²)	80.85	60.04	38.58	61.30
A _{v min} (cm ²)	13.35	7.8	4.2	5.85
Barres (about)	2×3 HA 14	4 HA16+2HA14	4 HA16+2HA14	4 HA20+2HA12
A adoptée (about) (cm ²)	9.24	11.12	11.12	14.83
S _{t (about)} (cm)	10	10	10	10
Barres (courante)	2×21 HA	2×13 HA 14	2×6 HA 14	2×12 HA 14
A adoptée (courante)	64.65	40.02	18.47	36.95
S _{t (courante)} (cm)	18	15	15	10
A _H (cm ²)	15.92	15.01	9.64	15.32
A _{H min} (cm ²)	13.35	7.8	4.2	5.85
barres	21HA 10	21HA 10	20 HA 10	21HA 10
S _t (cm)	18	18	20	18
A _t (cm ²)	4 Epingles DE HA8/m ²			

Tableau.V.24: Tableau de ferrailage des voiles d'ascenseur.

Voile	V_{ay}	V_{ax1}	V_{ax2}
$A_{v \text{ about}} (\text{cm}^2)$	2.47	2.45	/
$A_{v \text{ courante}} (\text{cm}^2)$	1.51	1.14	/
$A_{v \text{ total}} (\text{cm}^2)$	3.98	3.60	2.27
$A_{v \min} (\text{cm}^2)$	5.7	5.85	1.35
Barres	2×7 HA 10	2×7 HA 10	2×2 HA 10
$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	11	11	3.14
$S_t (\text{cm})$	30	30	10
$A_H (\text{cm}^2)$	2.75	2.75	0.785
$A_{H \min} (\text{cm}^2)$	5.7	5.85	1.35
barres	13HA 10	13HA 10	13 HA 10
$S_t (\text{cm})$	30	30	30
$A_t (\text{cm}^2)$	4 Epingles DE HA8/m ²		

Tableau.V.25: Vérification des contraintes des voiles à l'ELS.

Voile	contraintes de cisaillement BAEL			contraintes de cisaillement RPA			Vérification à l'ELS		
	τ_u	$\overline{\tau_u}$	condition	τ_b	$\overline{\tau}$	condition	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	condition
V_X	1.08	3.33	C.V	1.52	5	C.V	3.27	15	C.V
V_{Y1}	0.98	3.33	C.V	1.37	5	C.V	2.52	15	C.V
V_{Y2}	0.39	3.33	C.V	0.55	5	C.V	3.40	15	C.V
V_{Y3}	0.57	3.33	C.V	0.79	5	C.V	3.22	15	C.V
V_{ay}	0.33	3.33	C.V	0.46	5	C.V	4.5	15	C.V
V_{ax}	0.24	3.33	C.V	0.34	5	C.V	4.45	15	C.V

a) Les voiles de 4^{ème} étage :

Tableau.V.26: Tableau de ferrailage des voiles. E4

Voile	V _X	V _{Y1}	V _{Y2}	V _{Y3}
A _{v about} (cm ²)	4.01	2.25	4.14	3.07
A _{v courante} (cm ²)	29.61	8.09	5.34	7.53
A _{v total} (cm ²)	37.63	12.60	13.62	13.68
A _{v min} (cm ²)	13.35	7.8	4.2	5.85
Barres (about)	2×3 HA 10	2×3 HA 10	2×3 HA 10	2×3 HA 10
A adoptée (about) (cm ²)	4.71	4.71	4.71	4.71
S _t (about) (cm)	10	10	10	10
Barres (courante)	2×16 HA 12	2×8 HA 10	2×6 HA 10	2×6 HA 10
A adoptée (courante) (cm ²)	36.19	12.57	9.42	9.42
S _t (courante) (cm)	25	30	20	28
A _H (cm ²)	9.40	2.02	1.33	3.42
A _{H min} (cm ²)	13.35	7.8	4.2	5.85
barres	21HA 10	21HA 10	20 HA 10	21HA 10
S _t (cm)	18	18	20	18
A _t (cm ²)	4 Epingles DE HA8/m ²			

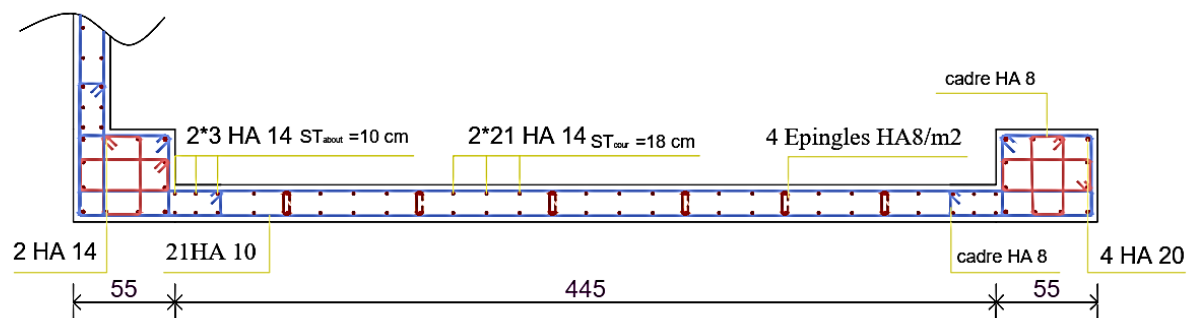


Figure.V.9: Schéma de ferrailage du voile Vx.

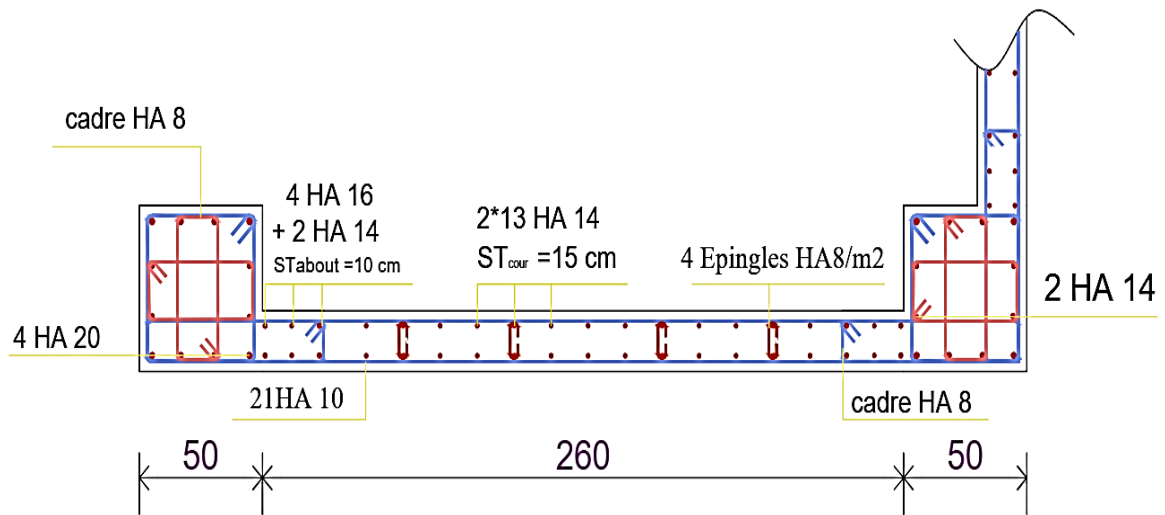


Figure.V.10: Schéma de ferrailage du voile Vy1.

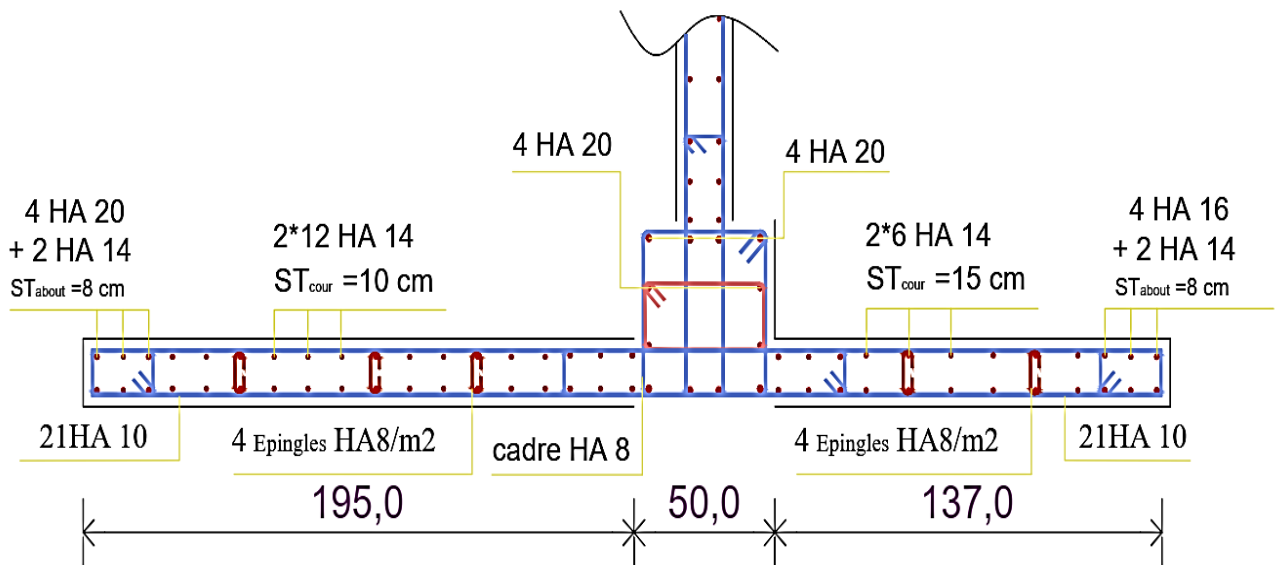


Figure.V.11: Schéma de ferrailage du voile Vy2 et Vy3.

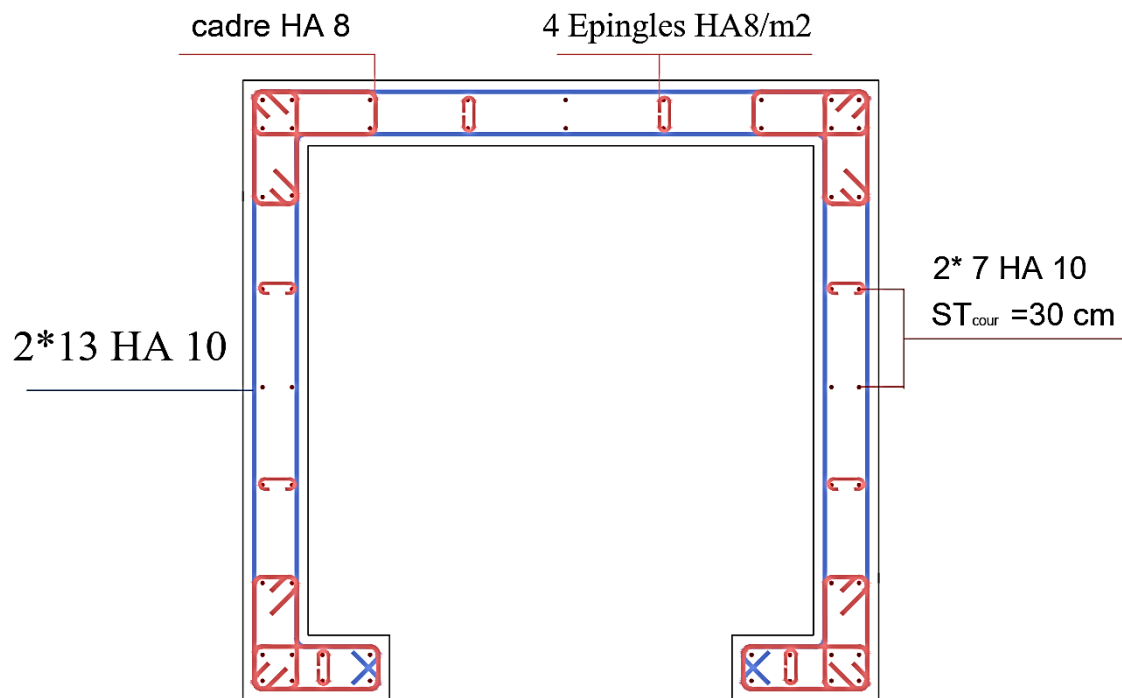
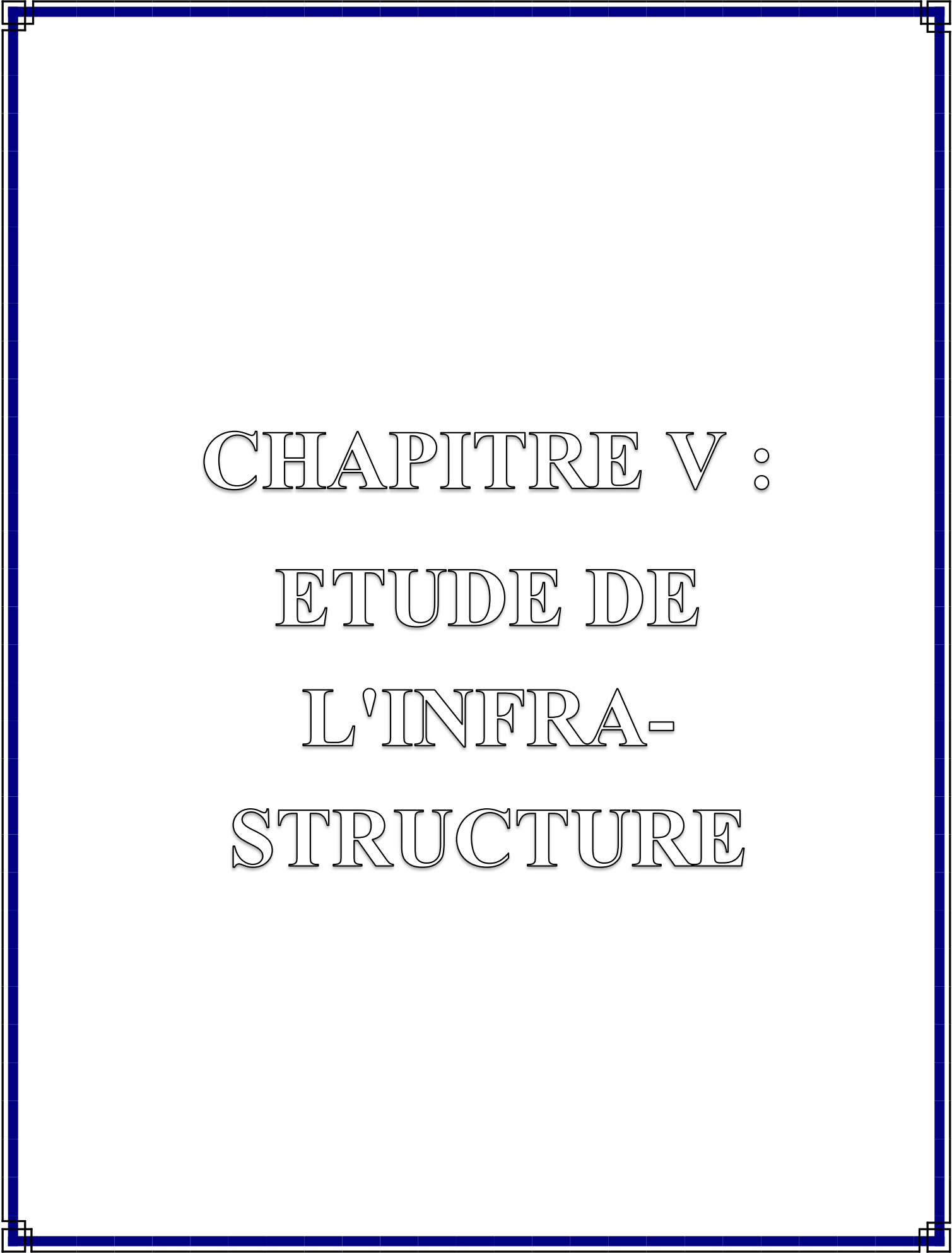


Figure.V.12: Schéma de ferrailage du voile de l'ascenseur.

V.4. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on ferraille les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

- On extrait les efforts sollicités (les sollicitations maximales) par les trois éléments à partir de logiciel ETABS pour calculer le ferrailage maximal.
- On a créé des programmes Excel pour simplifier et accélérer le travail.
- Dans les poteaux on génère la section des armatures adoptée pour tous les poteaux de même section.
- La section des armatures des poutres principales et secondaires est la même pour toute la structure.
- Pour les voiles on change la section des armatures à partir de quatrième étage pour des raisons économiques.



CHAPITRE V : ETUDE DE L'INFRA- STRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION:

Les fondations sont la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, leur rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux)

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire.

D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1), les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

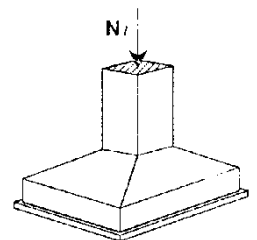
$$- G + Q + E$$

$$- 0.8 G + E$$

VI.2.1. Vérification de semelle isolée :

on adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même

rapport que a et b: $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ avec $a = 55 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $\frac{a}{b} = 1.1$



On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{s} \rightarrow s \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Soit :

N_{ser} : effort normal à l'ELS.

$$N_{\text{ser}} = N_{\text{sup}} + P_a + P_s$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal transmis par la semelle au sol.

N_{sup} : Effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

P_s : Effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure

$$N_{\text{ser}} = 1969.95 + 10.31 + 20 = 2000.26 \text{ KN.}$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol ; ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$) [2]

$$s \geq \frac{2000.26 \times 10^3}{0.2} = 10 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} A \times B = 10 \\ A/B = 1.1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} B = 3.01 \text{ m} \\ A = 3.32 \text{ m} \end{cases}$$

$$S_{\text{semelle}} = 10 \times 42 = 420 \text{ m}^2 > 0.5 \times S_{\text{base}} = 0.5 \times 606.96 = 303.48 \text{ m}^2.$$

Nous négligeons le calcul des semelles isolées et celui des semelles filantes car la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{\text{néc.}} > 50\% S_{\text{bat.}}$).

Nous optons définitivement au choix du radier général.

VI.2.2. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction

VI.2.2.1. Prédimensionnement de radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé Le radier est considéré infiniment rigide donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) épaisseur du radier

- **Condition forfaitaire (Condition de coffrage) :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur des nervures ; h_r : Hauteur de la dalle

$L_{\max}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 640 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{640}{10} = 64 \text{ cm} . \quad h_r \geq \frac{640}{20} = 32 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité :**

$$Le \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$: plus grande distance entre deux portique parallèles :

Le : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

D'après [8] on a:

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \text{ Avec :}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164.195 \text{ MPa}$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

Donc:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^3 \times k}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6400^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.195}} = 101 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec : $T_u = \frac{q \times L}{2}$, $q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$

$N_u = N_u (\text{superstructure}) + N_u (\text{sous-sol})$.

$N_u = 126975.61 \text{ kN}$

$L = 6.4 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times 0.9\bar{\tau}} = 29.75 \text{ cm}$$

$h = 29.75 \text{ cm}$.

Donc on adopte : $h_t = 105 \text{ cm}$ $h_r = 70 \text{ cm}$

b) Surface du radier :

$N_s = 84173,2645 \text{ KN}$ (poids total transmis par la superstructure à l'ELS).

$P_{\text{radier}} = 0.7 \times 25 \times 28.1 \times 21.6 = 10621.8 \text{ KN}$

Poids de nervures sens X-X : $P_{\text{ner xx}} = 1.05 \times 25 \times 0.55 \times 28.1 = 405.69 \text{ KN}$

Poids de nervures sens Y-Y: $P_{\text{ner yy}} = 1.05 \times 25 \times 0.5 \times 21.6 = 283.5 \text{ KN}$

$N_{\text{total}} = 405.69 + 283.5 + 10621.8 + 84173.26 = 95484.25 \text{ KN}$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow S_{\text{rad}} \geq 477.42 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_b = 606,96 \text{ m}^2$

$S_{\text{rad}} \leq S_b$ donc le radier est sans débords.

Donc la surface totale du radier est la surface de bâtiment: $S_{\text{rad}} = 606.96 \text{ m}^2$

VI.2.2.2. Les Vérifications :**a) Vérification au poinçonnement :**

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2)

On doit vérifier la condition suivante :

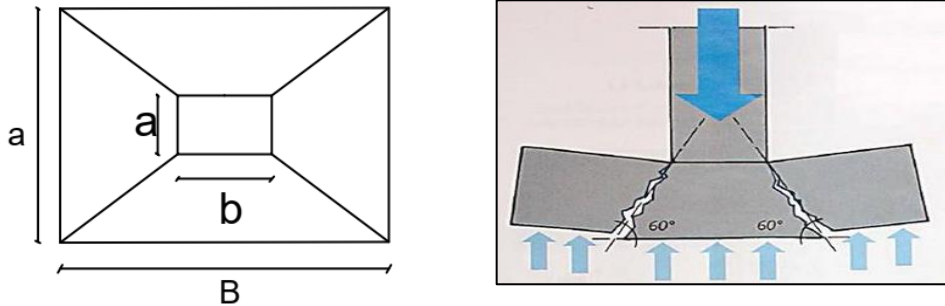


Figure.VI.1: Schéma du poinçonnement.

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Nu : L'effort normal sur le poteau.

h : épaisseur totale de la dalle

Uc : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \quad \begin{cases} A = 0.5 + 1.05 \rightarrow A = 1.55 \text{ m} \\ B = 0.55 + 1.05 \rightarrow B = 1.6 \text{ m} \end{cases}$$

Ce qui donne : $U_c = 6.3 \text{ m}$

$$N_u = 3122.71 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6300 \times 1050 \times \frac{25}{1.1} = 6765.34 \text{ KN} \dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \rightarrow V_u = \frac{115664.62 \times 6.4}{2 \times 606.96} \times 1 = 609.80 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.7 = 0.63 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{609800}{1000 \times 630} = 0.967 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

On a:

$$I_{xx} = 23598.60 \quad I_{yy} = 39938.47$$

$$X_g = 14.05 \quad Y_g = 10.8$$

Dans le sens x-x:

$$N_u = 115664.62 \quad M_y = 830378,9841$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = 0.48 \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Dans le sens y-y:

$$N_u = 115664.62 \quad M_x = 988556,6551$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 0.45 \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.69 < \sigma_{\text{sol}}$$

d) Vérification de renversement: (RPA Art 10.1.5) [1]:

Selon le RPA 99 version 2003 il faut:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

$$M_{sx} = 126975.61 \times 14.05 = 1784007.43 \text{ KN. m}$$

$$M_{sy} = 126975.61 \times 10,8 = 1371336.58 \text{ KN. M}$$

Tableau.VI.1: Valeurs des moments de renversement et moment stabilisant.

	M stabilisant	M renversement
Sens x	1784007.43	988556,6551
Sens y	1371336.58	830378,9841

- Suivant x-x:

$$\frac{1784007.43}{988556,6551} = 1.8 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

- Suivant y-y :

$$\frac{1371336.58}{830378,9841} = 1.65 > 1.5 \quad \text{C.V}$$

VI.2.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple,

On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait Le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 6.40 \qquad l_y = 4.15$$

a) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{126975.61}{606.96} = 209.199 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{95484.25}{606.96} = 157.36 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.15}{6.40} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

b) Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'**annexe E3** des règles **BAEL91[3]** :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } v.$$

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0745 \\ \mu_y = 0,369 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 268.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 99.04 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 268.41 = 201.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 99.04 = 74.28 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \times 268.41 = 134.20 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.7 \text{ m}^2$

c) Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=70 \text{ cm}$; $d=0,9h=63\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.2: Ferrailage de la dalle du radier.

	Sens	$M_u(\text{N.m})$	μ	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z cm	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	201300	0,035	0	0.044	61.89	9.34	6 HA 16	12.06
	y-y	74280	0,013	0	0.016	62.59	3.41	6 HA 12	6.79
Appuis	x-x	134200	0,023	0	0.029	62.26	6.19	6 HA 14	9.24
	y-y								

d) Condition de non fragilité :

On a: $12\text{cm} < e$

$h=e=70 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_{\min x} \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 6.60 \\ A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 5.6 \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 \end{cases}$$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens x - x : } A_x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } A_y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens x - x : } A_x = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } A_y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [3]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 229.41 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 175.64 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 229.41$$

$$\tau_u = \frac{229.41 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

f) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens x - x : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens x - x : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \text{sens y - y : } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min (3h. 33cm)} \dots\dots\dots \text{cv} \end{cases}$$

g) Vérification à l'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,080 \\ \mu_y = 0,530 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 216.81 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 114.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 162.62 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 86.17 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5 M_x = 108.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

h) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de “y” :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

		M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	vérifiée
Travée	(x-x)	162.62	12.06	13.39	525246.45	230.39	4.14	
	(y-y)	86.17	6.79	10.35	319398.63	213.06	2.79	
Appuis		108.40	7.7	11.90	418085.67	198.73	3.08	

VI.2.2.4. Ferrailage des nervures:**a) Calcul des efforts:**

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifiée 99**)

Nous avons : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

- ✓ En travée $M_t = 0,85M_0$
- ✓ Sur appuis $M_{app} = 0,50M_0$

b) Calcul des armatures

$b=50\text{cm}$; $h=105\text{cm}$; $L=6.4\text{ m}$.

Tableau.VI.4: Ferrailage des nervures du radier.

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	913.87	28.2	10HA 20	31.42
Appuis	537.57	16.1	10 HA 16	20.11

c) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau.VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	604.26	31.42	8.58	15	231.08	240	vérifiée
Appuis	402.84	20.11	6.69	15	235.48	240	vérifiée

d) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b d}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{209.99 \times 6.4}{2} = 669.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{669.43 \times 10^3}{500 \times 945} = 1.41\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C. Vérifiée}$$

e) Armatures transversales :

- BAEI 91 modifié 99:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa} \end{array} \right.$$

- RPA99 version 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \times b$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = 24 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa}; \tau_u = 1,41\text{MPa}; f_{t28} = 2,10\text{MPa}; b = 50\text{cm}.$$

Nous trouvons :

$$S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2,8\text{cm}^2$$

Nous prenons : 6T10 = 4,71cm²

f) Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant nous avons 3cm²/m pour les armatures de peau

Nous optons 4T14 = 6,16/m pour les armatures de peau.

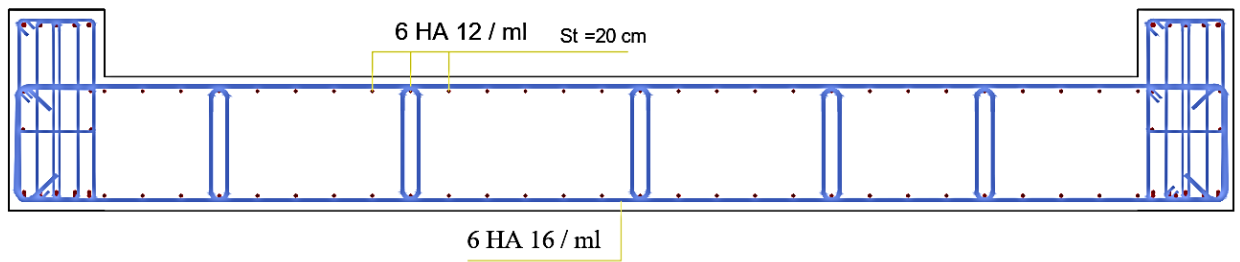


Figure.VI.2: Schéma de ferrailage de radier sens x-x.

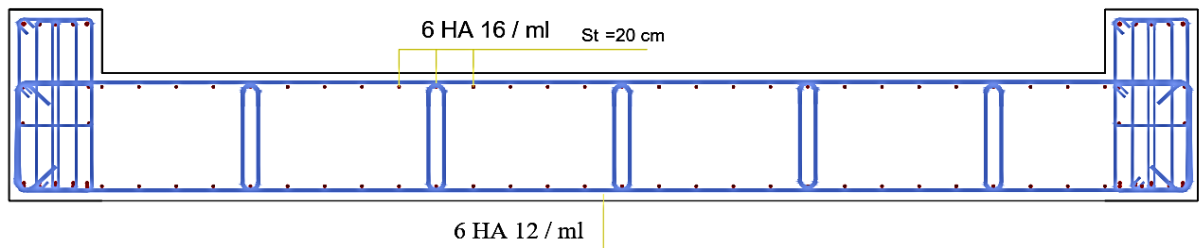


Figure.VI.3: Schéma de ferrailage de radier sens y-y.

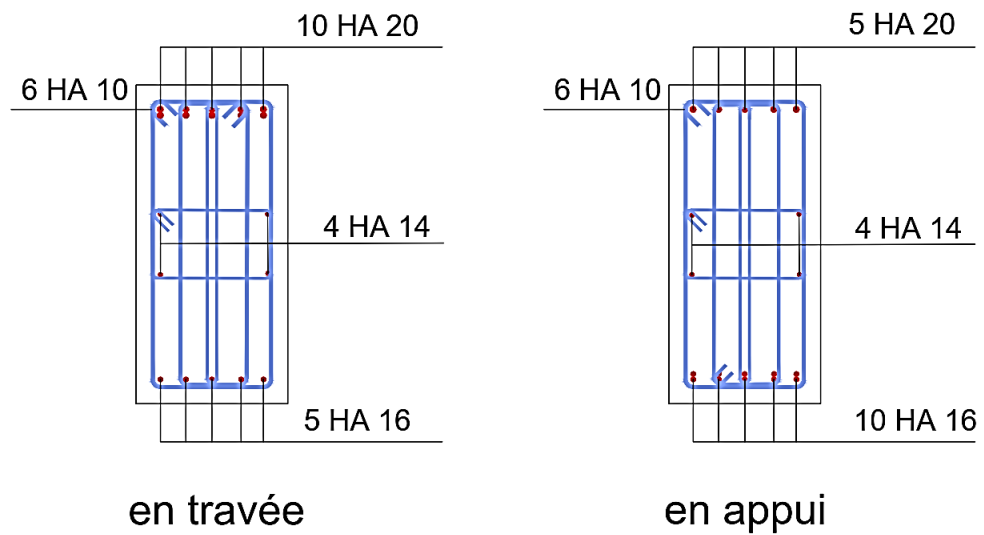


Figure.VI.4: Schéma de ferrailage des nervures.

VI.3. ÉTUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de sous-sol. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du Sous-Sol.

Le voile du Sous-Sol sera calculé comme un mur de soutènement soumis à une pression latérale due à la poussée des terres au repos, nous le considérerons comme un ensemble de dalle appuyés sur quatre cotés et le calcul se fera pour une bande de 1m.

a) Prédimensionnement :

D'après RPA99 / 2003(**Art 10.1.2**)[1], Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- L'épaisseur minimale est de 15cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
- Épaisseur du mur.

L'épaisseur (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur: $h_e = 2,8 - 0,5 = 2,3 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{230}{25} \rightarrow e \geq 9,2 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour une épaisseur } e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,8}{6.4} = 0,43 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

b) Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(5.85 \times 2.3) \text{ m}^2$.

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \gamma \cdot h_e \cdot A$$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.

A : coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2 \pi/4 - \varphi^2$

φ : angle de frottement de la terre.

Selon notre rapport du sol notre terrain de gros éléments sans couche d'argile graveleuse beige $\rightarrow \varphi = 43.94^\circ$

$$A = 0.15$$

$$P_1 = 5.865 \text{ KN/m}^2$$

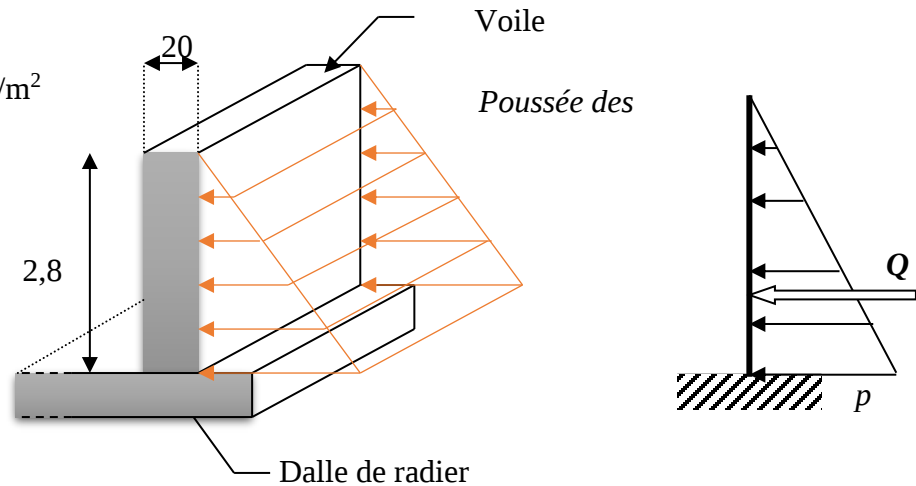


Figure.VI.5: Schéma de poussée des terres.

c) Charge due à la surcharge:

$$P_2 = K'_a \times Q = Q \times tg^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10tg^2 \times \left(\frac{3.14}{4} - \frac{43.94}{2} \right) = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

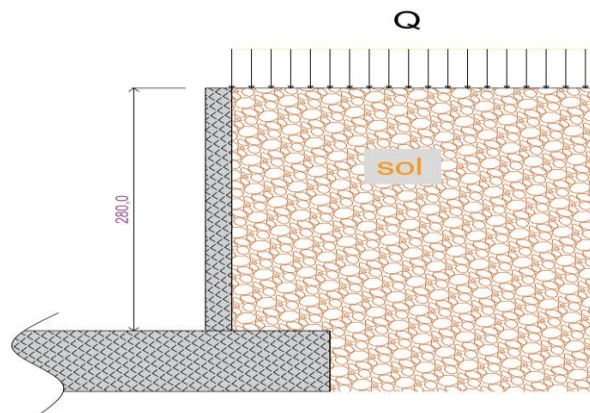


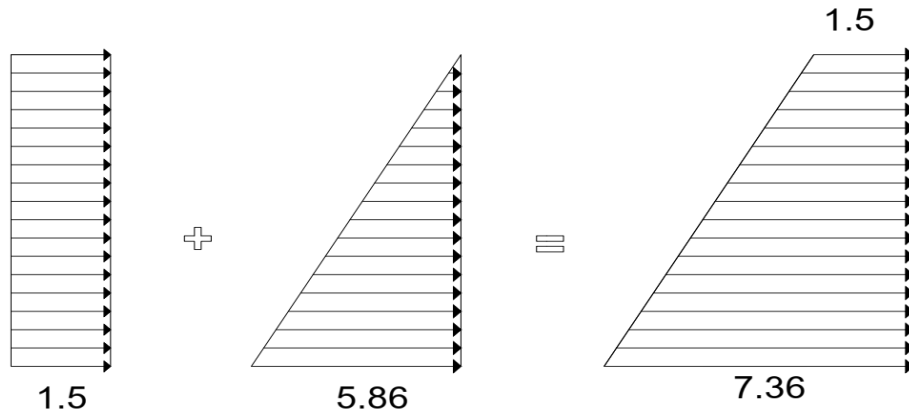
Figure.VI.6: Schéma de charge du voile périphérique.

d) Ferrailage :

➤ Calcul A l'ELU :

$$P_u = 1.35 P_1 + 1.5 P_2$$

$$P_u = 1.35 \times 5.865 + 1.5 \times 1.5 = 10.16 \text{ KN/m}^2$$

**Figure.VI.7:** Diagramme des contraintes.

➤ Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } \nu.$$

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,105 \\ \mu_y \text{ ne sont pas prendre en consideration car } \rho < 0.557 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 8.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_x = 8.36 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx}=0,75M_x = 0,75 \times 8.36 = 6.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0,75M_y = 0,75 \times 8.36 = 6.27 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x = 0,5 \times 8.36 = 4.18 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.2 \text{ m}^2$

➤ Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=20 \text{ cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6: Ferrailage de voile périphérique.

	Sens	$M_u(\text{N.m})$	μ	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z cm	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	6270	0,013	0	0.016	17.88	1	4HA 10	3.14
	y-y	6270	0,013	0	0.016	17.88	1	4 HA 10	3.14
Appuis	x-x	4180	0,009	0	0.011	17.92	0.67	4 HA 10	3.14
	y-y								

e) Condition de non fragilité :

On a: $12\text{cm} < e < 30 \text{ cm}$

$h=e= 20 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_{min\ x} \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 2.05 \text{ cm}^2 \\ A_{min\ y} \geq \rho_0 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 \end{cases}$$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 3.147.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

f) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 13.59 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 7.78 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 13.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.59 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,0755 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

g) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min } (3h. 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

h) Vérification à l'ELS :

➤ Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,112 \\ \mu_y = 0,293 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 4.36 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1.27 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 3.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 0.95 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5 M_x = 2.18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de “y” :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6: Vérification des contraintes à l'ELS.

		M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	
Travée	(x-x)	3.27	3.14	5.78	13470.05	44.49	1.40	vérifiée
	(y-y)	0.95	3.14	5.78	13470.05	12.92	0.40	
Appuis		2.18	3.14	5/78	13470.05	29.66	0.93	

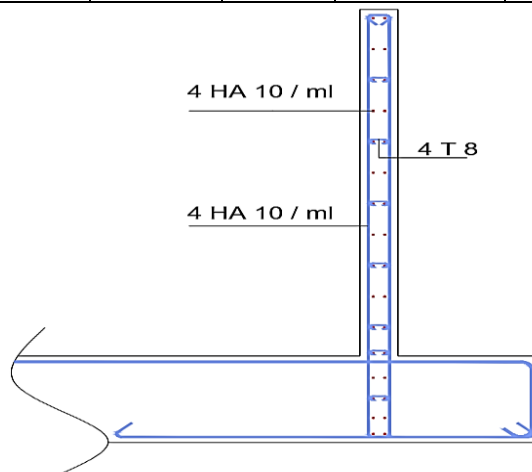


Figure.VI.8: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.4. Conclusion :

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

CHAPITRE VII :
ANALYSE
STATIQUE NON
LINEAIRE

VII.1. INTRODUCTION:

Le secteur de la construction est un facteur clé du développement économique, mais l'activité sismique représente le plus grand obstacle à ce développement car il est considéré comme un obstacle au développement des constructions.

Pour cette raison, les ingénieurs doivent effectuer une étude sismique minutieuse de ces bâtiments afin d'assurer la résistance, la fermeté et la ductilité requises.

Il y a des dizaines d'années, ces études sismiques étaient basées sur des méthodes linéaires (la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale), Mais ces méthodes ont des inconvénients (limitation de leurs utilisation, hauteurs limités, Résultats approximatifs...).

Avec le développement de la recherche dans le domaine de la construction, de nouvelles méthodes plus précises ont été trouvées (méthodes statiques non linéaires). Pour approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique.

Ils existent plusieurs méthodes d'analyse statique non linéaire parmi ces méthodes il y'a la méthode d'intégration pas à pas et la méthode de poussée progressive push over.

Dans ce chapitre on étudier notre structure par la méthode de poussée progressive (push over).

VII.2. METHODE D'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE PUSH OVER :

VII.2.1. Définition :

La méthode d'analyse statique non linéaire « push-over » est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse push-over consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité qui relie la variation de l'effort tranchant à la base avec le déplacement au sommet de la structure.

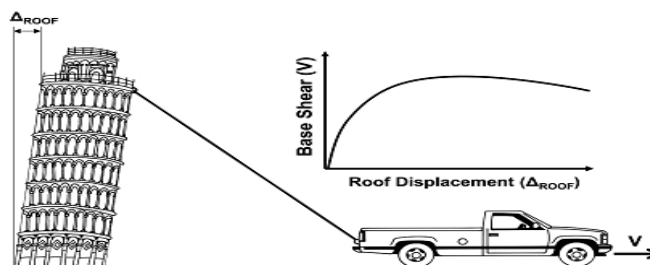


Figure.VII.1: Principe de la méthode push-over [9]

On applique une force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.

VII.2.2. But de l'analyse Push over :

L'analyse Pushover consiste à :

- Décrire le comportement réel de la structure « au de-là du domaine élastique ».
- Évaluer les sollicitations et déplacements des éléments.
- Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite:
 - Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie.
 - Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
 - Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments.
 - Identification des zones critiques siège de grandes déformations.

VII.2.3. Origine de l'analyse Push over :

L'analyse push over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

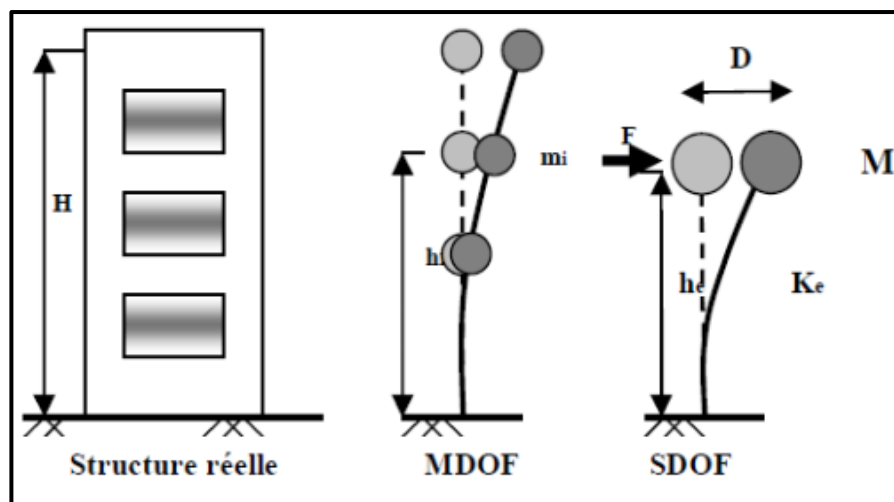


Figure VII.2: Système équivalent à 1DDL [9]

VII.2.4. Formulation de l'analyse Push-over :

Pour réaliser cette transformation, on part de l'équation du mouvement pour un système à NDDL ayant plusieurs modes de vibrations :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -\{M\}\{R\}\ddot{u}_g(t)$$

Où $\{U\}$ représente le vecteur des déplacements des étages.

Les équations de chaque degré de liberté contiennent les déplacements correspondant aux autres degrés de liberté. On dit que les équations sont « couplées »

En se basant sur le concept de combinaison linéaire de modes, on peut décomposer le système original sous la forme d'une série de n modes propres par un changement des coordonnées: $U = [\phi]\{y\}$. On transforme les coordonnées normales (déplacements aux nœuds) en coordonnées modales (amplitude de la forme du mode de vibration).

Grace à la propriété d'orthogonalité des modes propres, les équations deviennent non couplées ce qui permet de les résoudre comme les équations d'un système à 1DDL.

$$U = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} & \phi_{14} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} & \phi_{24} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} & \phi_{34} \\ \phi_{41} & \phi_{42} & \phi_{43} & \phi_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{Bmatrix} \dots (1)$$

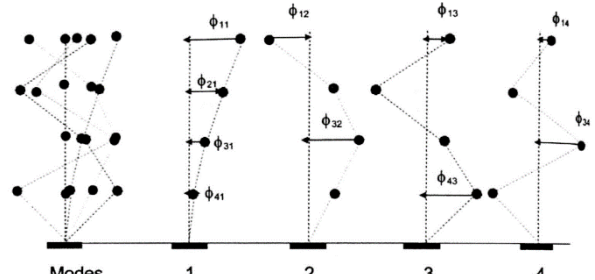


Figure. VII.3 : Les modes de déformation

Où : $[\phi]$ représente la forme modale

y : l'amplitude de la forme modale

L'équation du mouvement devient alors :

$$[M][\phi]\{\ddot{y}\} + [C][\phi]\{\dot{y}\} + [K][\phi]\{y\} = -\{M\}\{R\}\ddot{u}_g(t)$$

En multipliant les deux côtés de l'équation par $[\phi]^T$ et en utilisant la relation d'orthogonalité l'équation devient:

$$[\phi]^T [M] [\phi] \{\ddot{y}\} + [\phi]^T [C] [\phi] \{\dot{y}\} + [\phi]^T [K] [\phi] \{y\} = -[\phi]^T \{M\} \{R\} \ddot{u}_g(t)$$

$$\{\phi\}^T [M] \{\phi\} = M_{pi} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix} \quad (M_{pi}, K_{pi} \text{ et } C_{pi} \text{ représentent la masse}$$

généralisée, la rigidité et l'amortissement généralisée. Dans cette expression, les équations du mouvement des différents modes sont complètement découplées. En écrivant l'équation (1)

juste pour un seul mode : $\{u_i\} = \{\phi_i\}y_i ; i=1, \dots, 4$

dans cet exemple) on obtient : $[M]\{\phi_i\}\ddot{y}_i + [C]\{\phi_i\}\dot{y}_i + [K]\{\phi_i\}y_i = -[m]\{R\}\ddot{u}_g \dots (2)$

En multipliant les deux côtés de l'équation (2) avec $\{\phi_i\}^T$ et en utilisant la relation d'orthogonalité, on peut écrire:

$$\{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}\ddot{y}_i + \{\phi_i\}^T [C]\{\phi_i\}\dot{y}_i + \{\phi_i\}^T [K]\{\phi_i\}y_i = -\{\phi_i\}^T [m]\{R\}\ddot{u}_g$$

Avec $M_{pi} = \{\phi_i\}^T [M]\{\phi_i\}$, $K_{pi} = \{\phi_i\}^T [K]\{\phi_i\}$ et $C_{pi} = \{\phi_i\}^T [C]\{\phi_i\}$ les équations généralisées du système transformées en coordonnées modales.

En utilisant la définition du coefficient d'amortissement ξ , L'amortissement généralisé C_{pi} est éliminé de chaque équation. La solution de l'équation ne dépend plus que du coefficient d'amortissement, de la fréquence et de l'agression sismique.

Quand le système initial est transformé en coordonnées modales et que les équations modales sont divisées par la masse généralisée, la partie du terme de droite de chaque équation qui multiplie l'agression sismique s'appelle le facteur de participation modale Γ_i

En écrivant l'équation du mouvement pour un système à 1DDL équivalent, on obtient :

$$d_{1ddl}'' + 2\zeta_1 w_1 d_{1ddl}' + w_1^2 d_{1ddl} = -\ddot{u}_g(t) \dots (3)$$

En comparant l'équation du mouvement pour le système à n DDL et l'équation du mouvement pour un système à 1DDL équivalent, on remarque que par similitude, on peut écrire:

$$y_i = \Gamma_i d_{1ddl}(t) \dots (4)$$

En reprenant les transformations antérieures des coordonnées, l'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements de chaque mode devient:

$$\{u(t)\} = \sum_i^n \Gamma_i \{\phi\}_i d_{1ddl}(t) \dots (5)$$

Soit, en ne considérant qu'une mode : $d_{1ddl}(t) = \frac{u_i(t)}{\Gamma_i \phi_i} \dots (6)$

Cette relation est utilisée pour relier les déplacements de la courbe Push-over $u(t)$ aux déplacements correspondant à un système équivalent à 1DDL.

Le facteur de participation relie le déplacement du point de contrôle de l'analyse push-over (souvent en haut du bâtiment) au déplacement du système équivalent à 1DDL.

Pour obtenir la masse modale effective qui relie l'effort tranchant de la courbe Pushover à l'accélération spectrale de la courbe de capacité, on écrit les forces « statiques » nécessaire pour produire le déplacement $\{u_i(t)\}$:

$$\{F_i(t)\} = [K]\{u_i(t)\} = [K]\Gamma_i\{\phi_i\}d_{1ddl} \dots \dots (7)$$

En tenant compte du changement de coordonnées et de l'équation précédente on écrit:

$$\{u_i(t)\} = \{\phi_i\}y_i = \{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} \frac{1}{\omega_i^2} S_a \dots \dots (8) \text{ avec } \Gamma_i = \frac{L_i^*}{M_{pi}}; d_{1ddl} = \frac{1}{\omega_i^2} S_a$$

Avec $L_i^* = -\{\phi\}^T [M]\{R\}$ En remplaçant l'équation 8 dans 7, on obtient

$$\{F_i(t)\} = [K]\{u_i(t)\} = [K]\{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} \frac{1}{\omega_i^2} S_a \dots \dots (9); \text{ pour } [K]\{\phi_i\} = \omega_i^2 [M]\{\phi_i\},$$

$$\text{L'équation (9) devient : } \{F_i(t)\} = [K]\{u_i(t)\} = \omega_i^2 [M]\{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} \frac{1}{\omega_i^2} S_a$$

L'effort tranchant à la base de la structure s'exprime alors par la relation suivante:

$$V_i = \{R\}^T \{F_i(t)\} = \{R\}^T [M]\{\phi_i\} \frac{L_i^*}{M_{pi}} S_a = \frac{(L_i^*)^2}{M_{pi}} S_a = \bar{m}_i S_a$$

Où $\bar{m}_i = \Gamma_i^2 M_{pi}$ est la masse effective modale associée au mode i

La somme de toutes les masses effectives modales est égale à la masse totale de la structure.

Pour avoir de bons résultats, il est recommandé d'utiliser dans l'analyse une masse effective modale au moins égale à 90% de la masse totale de la structure.

La masse modale peut être interprétée comme la partie de la masse totale qui répond au séisme dans chaque mode.

La masse effective modale relie l'effort tranchant à la base de la structure V au pseudo accélérations du système équivalent à 1DDL

VII.2.5. Construction de la courbe de capacité :

Le développement de la courbe de capacité selon l'analyse Push over, basé sur l'application d'un chargement latéral statique monotone croissant équivalent, dépend directement de la réponse modale de la structure. En utilisant les formules suivantes :

$$F = \left(\frac{m_i \times \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \times \phi_i} \right)$$

$$D = \left(\frac{m_i \times \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \times \phi_i} \right) \times D_i$$

Avec :

m_i : Masse concentrée au niveau i.

D_i : déplacement de la masse m_i , vecteur déplacement du mode fondamental.

V_b : effort tranchant à la base.

F : force latérale appliquée d'un système d'un seul degré de liberté équivalent.

D : déplacement d'un système d'un seul degré de liberté.

VII.2.6. Point de performance : (effort tranchant-déplacement au sommet)

au spectre de capacité, forma (S_a - S_d) ; la force latérale appliquée (F) est transformée en accélération spectrale S_a , et le déplacement réel au sommet (D) est transformé en déplacement spectral, S_d , en l'utilisant les formules suivantes :

$$S_a = \frac{F}{M_1} \quad , \quad S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \times \phi_{t,1}}$$

Avec:

M_1 : est la masse effective de la structure, liée à l'amplitude du premier mode de vibration.

$(\phi_{t,1})$: et aux masses m_i des différents niveaux.

Γ_1 : est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration .

$$M_1 = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \times \phi_{i,1})^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \times \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2}$$

D_y, A_y : déplacement et accélération à l'état

limite élastique de la structure.

r : taux d'écrouissage,

K : la rigidité élastique initiale ($K=A_y/D_y$)

rk : est la rigidité plastique avec écrouissage.

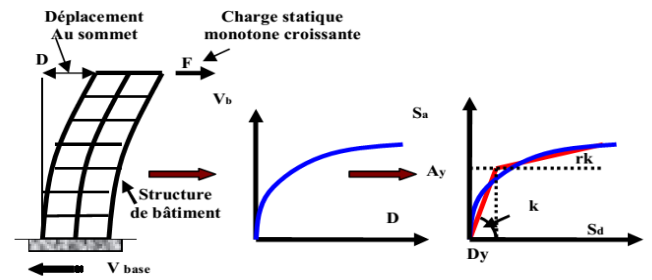


Figure. VII.4 : Point de performance[9]

VII.2.7. Spectre de demande :

Les spectres de demande sismiques sont des spectres de réponse élastiques présentés au format spectre d'accélération en fonction de spectre de déplacement (A-D). Ces spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule suivante : $S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$

Où :

S_{de} : le Pseudo spectre de déplacement élastique

S_{ae} : le Pseudo spectre d'accélération élastique

T : Période propre.

Les spectres de demande inélastiques sont obtenus à l'aide des expressions suivantes :

$$S_{de} = \frac{S_{ae}}{R_u}$$

$$S_d = \frac{u}{R_u} S_{de} = \frac{u \times T^2}{R_u \times 4\pi^2} S_{ae} = \mu \times \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

R_u : le facteur de réduction.

u : le facteur de ductilité.

S_a : le spectre d'accélération inélastique.

S_d :

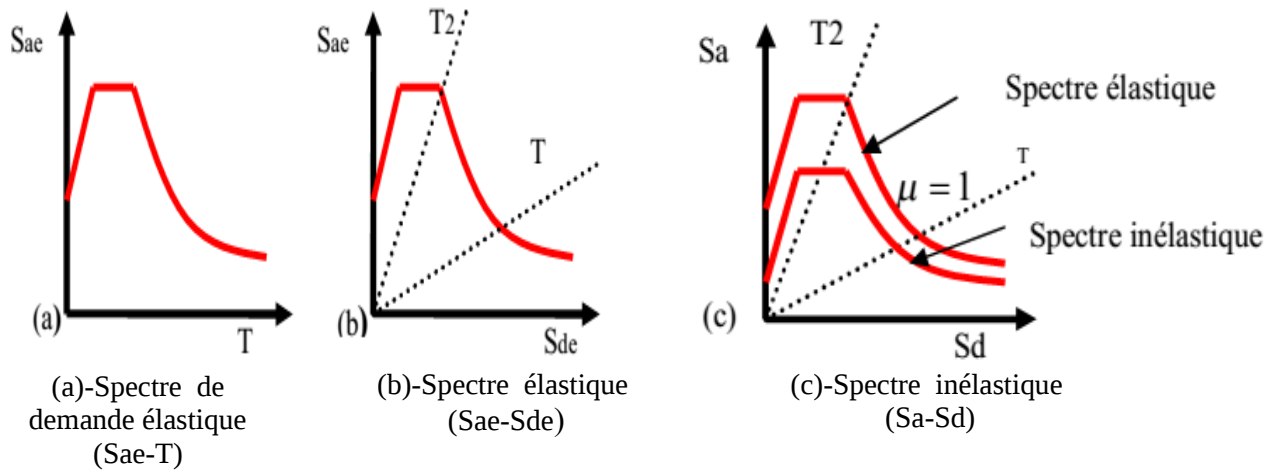


Figure.VII.5 : Spectre de demande.[9]

VII.3. LA MODELISATION PUSH -OVER :

Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques «Plastic Hinge » aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier. On fait l'analyse statique non linéaire à l'aide du logiciel SAP2000 V21.

VII.3.1. Présentation du logiciel SAP 2000:

SAP2000 est un programme développé par la compagnie " Computers and Structures, Inc." Pour l'analyse et la conception des structures. SAP2000. v21 est utilisé pour des structures générales, y compris ponts, stades, tours, usines industrielles, structures en mer, systèmes de canalisation, bâtiments, barrages, sols, pièces de mécanique, etc.

Les caractéristiques principales du SAP2000 Version 21 sont :

- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux.
- SAP2000 permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ETABS et SAFE).

Le logiciel SAP2000 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. C'est un processus généralement itératif qui peut impliquer plusieurs cycles de l'ordre des étapes ci-dessus.

VII.3.2. Les étapes de la modélisation du comportement non linéaire:

Pour notre analyse, la courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Étape 1: introduire le ferrailage des éléments porteurs : Poteau, poutre, voile.

Étape 2: introduire les rotules plastiques au niveau des zones critiques.

Étape 3: Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push-over).

Étape 4: Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

Toutes ces étapes peuvent être exécutées sans aucune difficulté en utilisant l'interface utilisateur graphique de SAP2000.

VII.3.3. Définition du comportement non linéaire des éléments:

a) poteaux-poutres:

En utilisant le ferrailage des éléments (poteaux et poutres) calculés en chapitre V,

On fait les étapes qui sont présentées dans les figures ci-dessous pour introduire le ferrailage du Poteau.

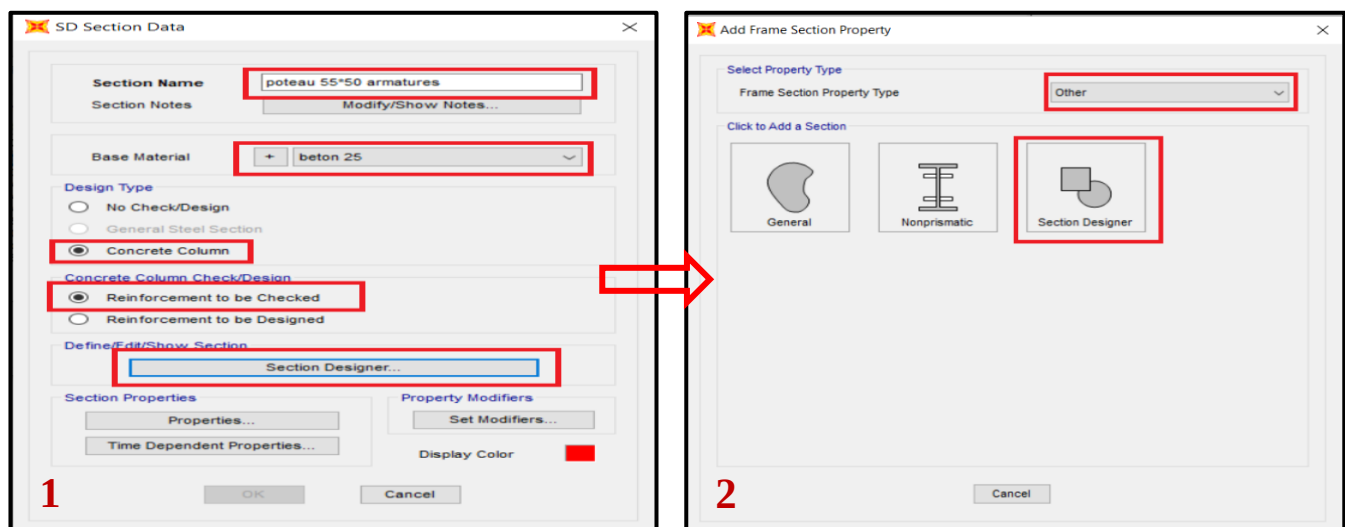


Figure.VII.6 : les étapes de définition de ferrailage des poutres et poteaux.

N.B : pour l'élément poutre on a introduit la section d'armature trouvée au niveau des appuis.

ette commande va nous afficher l'interface indiquée dans la figure ci-dessous pour introduit le ferrailage d'un poteau du RDC:

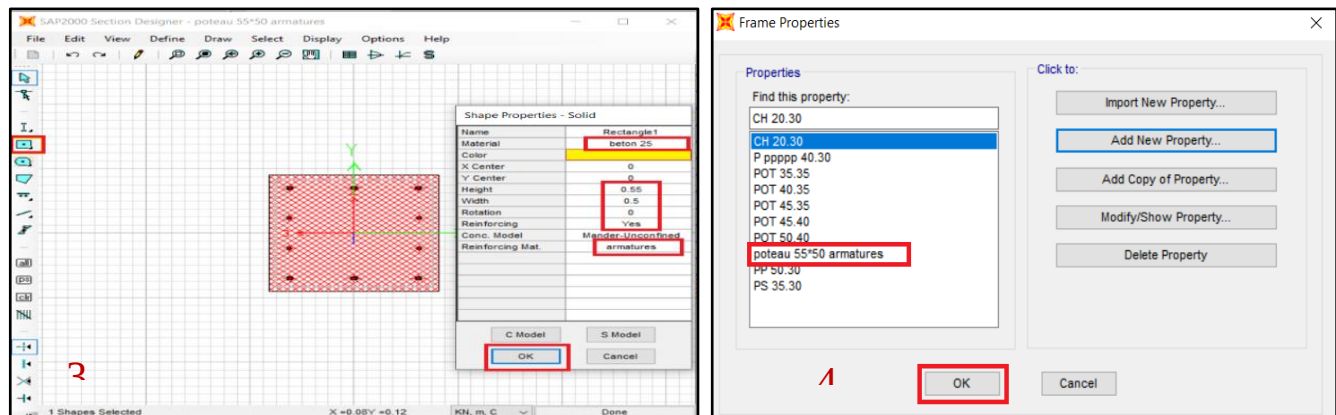


Figure.VII.7 : Affection du ferrailage calculé à l'élément.

b) Eléments voiles :

Le SAP 2000 permet d'introduire les rotules plastiques seulement aux éléments frames. Pour les éléments de type Shell il fournit un élément non-linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire) qui permet de modéliser le comportement non-linéaire.

Les étapes de modélisation sont les suivantes:

- 1- Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).
- 2- Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile calculé dans le chapitre V.
- 3- Définir les différentes couches avec leurs matériaux et comportement. Selon le chemin suivant :

Define > section properties > area sections > Voile (Modify/Show Section) > Choisir (Shell-Layered/Nonlinear) > Modify/Show Layer Definition > Quick Start.

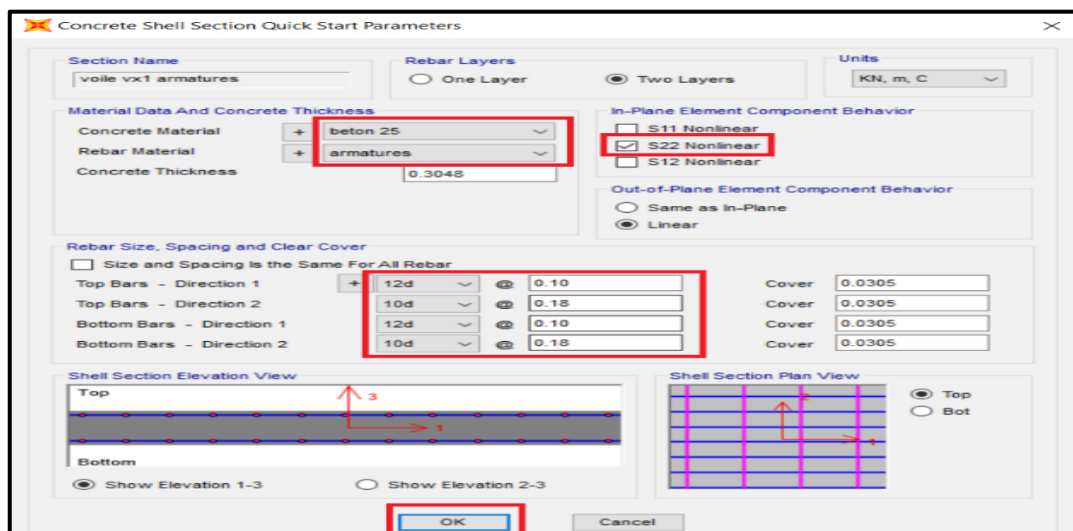


Figure.VII.8 : les étapes de définition de ferrailage des voiles.

Dans cette boîte de dialogue (Shell Section Layer Définition) : Nous introduisons des informations concernant les dimensions, le comportement et les matériaux utilisés.

VII.3.4. Définition des rotules plastiques

En SAP2000, le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules plastiques aux extrémités des éléments là où on assume que le rendement par flexion se produit.

Les caractéristiques de flexion des poutres sont définies par des relations moment-rotation assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres.

Une surface d'interaction en tridimensionnelle avec cinq diagrammes de force axiale-flexion équidistants d'interaction de moment et une relation moment-rotation sont définies pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules plastiques aux extrémités du poteau.

Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit :

- Poutres : Rotules de flexion (M3), cisaillement (V2).
- Poteaux : Rotules tiennent en compte du couplage entre l'effort normal et les moments de flexion (PM2M3), et les rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (V2), et l'axe 3-3 (V3).
- Les rotules sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux et poutres comme suit : Sélection l'élément (poteau ou poutre), ensuite passer par le chemin :

Assign > Frame > Hinges. On introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poteau

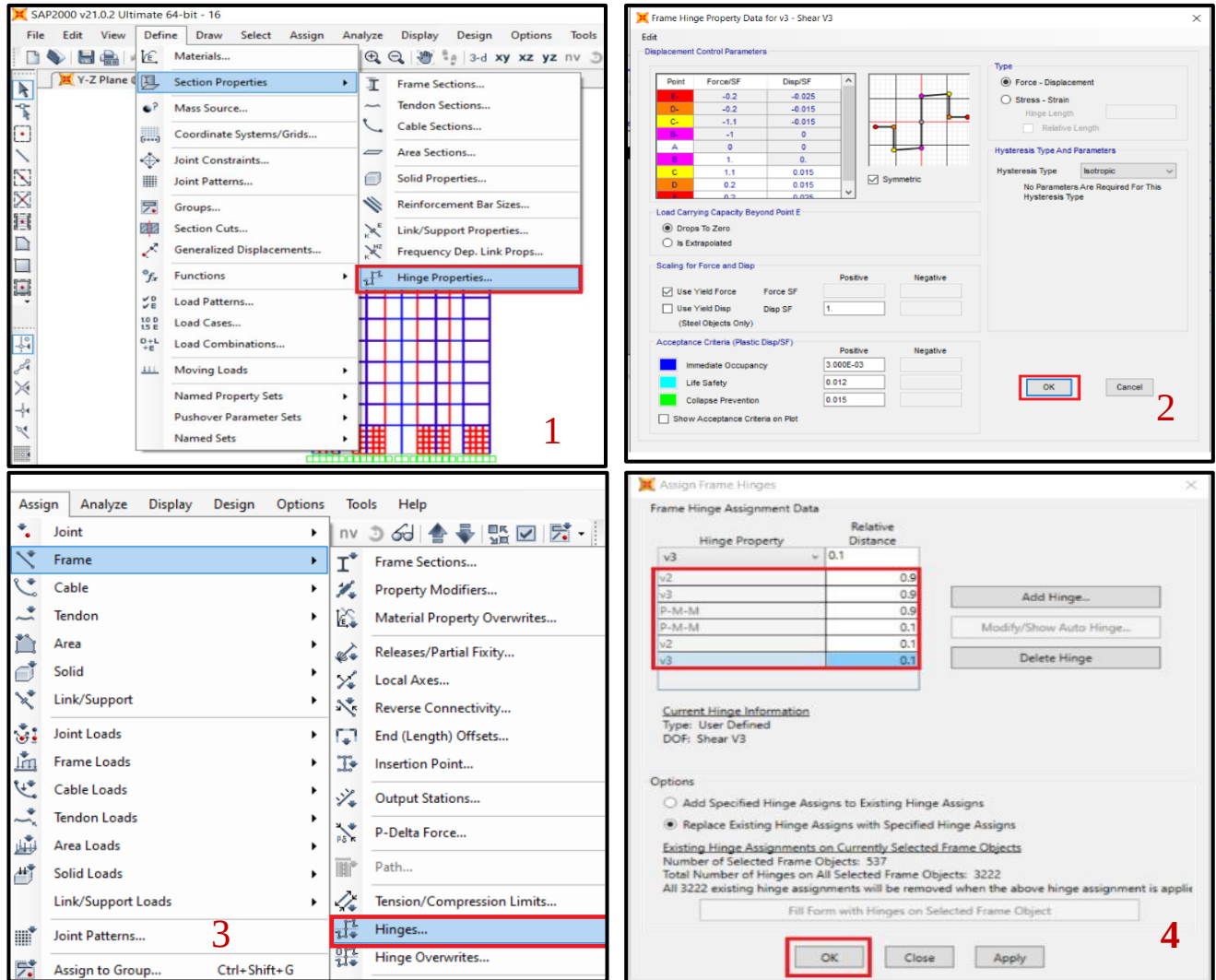


Figure.VII.9 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

VII.3.5. Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push-over).

Dans cette étude on a adopté une analyse en mode « déplacement contrôlé » c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible :

$$D_{\text{cible}} = (\text{hauteur du bâtiment}/25).$$

➤ **Définition du chargement de l'analyse Push-over :**

Après la définition du comportement non-linéaire et l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des éléments, on passe à la définition du chargement de l'analyse push over.

Pour notre étude on a appliqué à la structure une distribution des forces latérales incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode "Déplacement contrôlé").

Ce type d'analyse est choisi lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure

- **Sous charges gravitaires :**

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est : **define → load cases > Dead (Modify/Show Load Case) > Static Nonlinear**

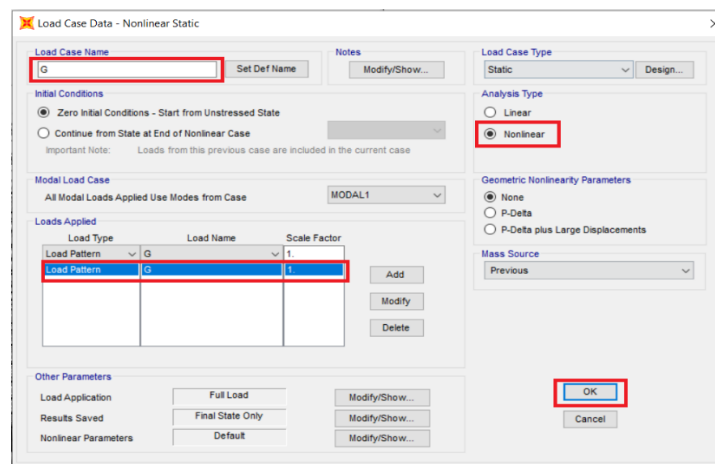


Figure.VII.10 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.

- **Sous charges horizontales:**

Cette étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales dans les deux sens XX et YY (Push x, push y).

Dans cette partie, nous allons présenter l'exemple du sens X-X. Le chemin emprunté est :

Define > load cases > add new load case > push x-x(static Nonlinear)

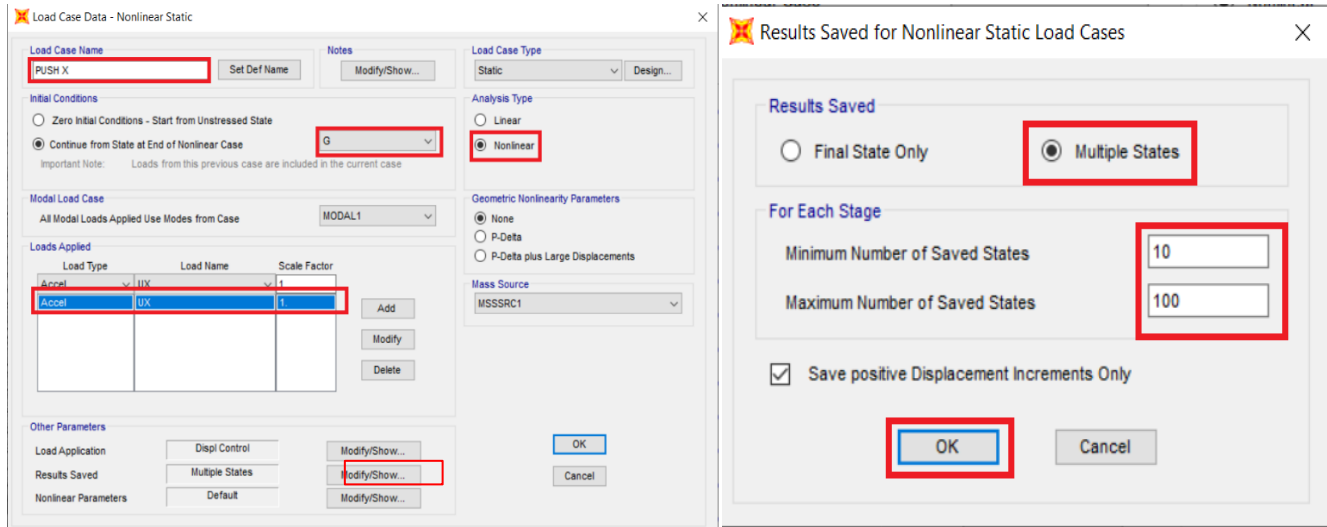


Figure.VII.11: Définition du comportement non linéaire des éléments Sous charges horizontales.

Après ces étapes on définit les chargements de l'analyse push over par les étapes suivants :

- La valeur de déplacement du point moniteur est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de la structure [10].

$$= h/25 = \frac{h}{25} = \frac{43.3}{25} \rightarrow D_{\text{cible}} = 1732\text{mm}$$

- Sélectionner tous les nœuds sauf les nœuds de la base.
- Introduire la charge par cette méthode:

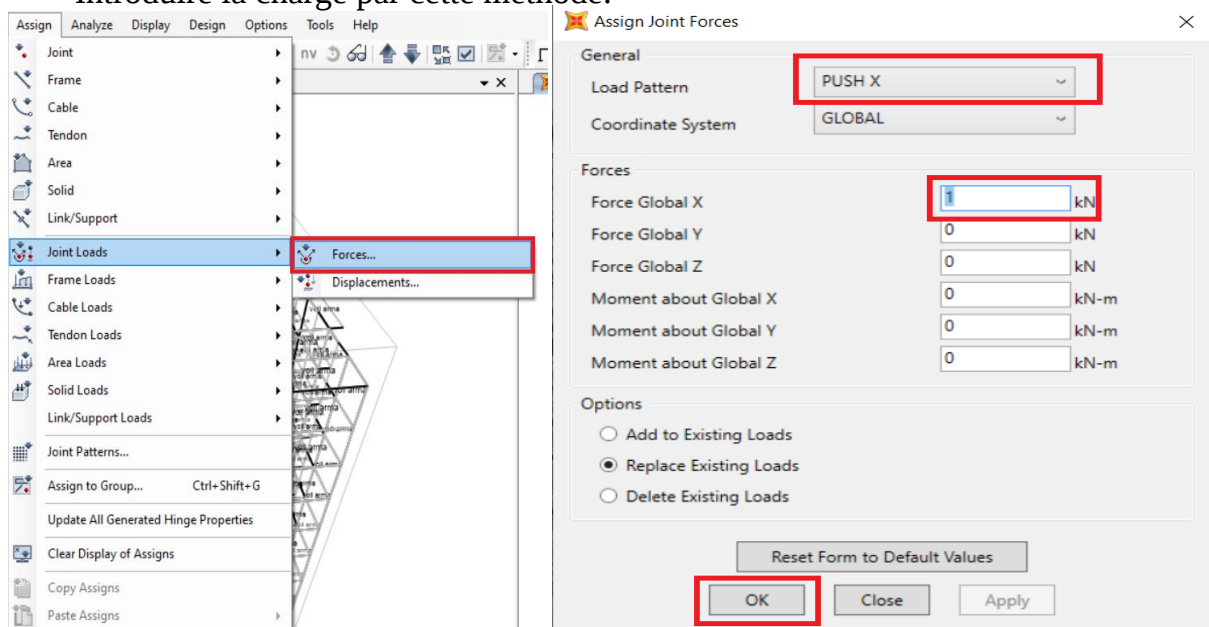


Figure.VII.12 : Définition du chargement de l'analyse push over (Sens XX)

- ✓ On fait les mêmes étapes pour push y.
- ✓ Finalement on lance le calcul.

VII.4. Résultats de l'analyse push over:

Dans cette partie, on va exposer nos résultats issus de l'analyse push-over, selon deux directions x-x et y-y

VII.4.1. Courbe de capacité de la structure (V-D):

Le premier des résultats obtenus est la courbe de capacité de la structure (V-D), qui trace l'effort tranchant à la base de la structure, en fonction du déplacement au sommet, cette courbe peut avoir différentes formes selon le règlement américain ATC-40, ou celui de FEMA 356.

Les courbes de capacité obtenues dans les deux sens sont données par la figure VII-13

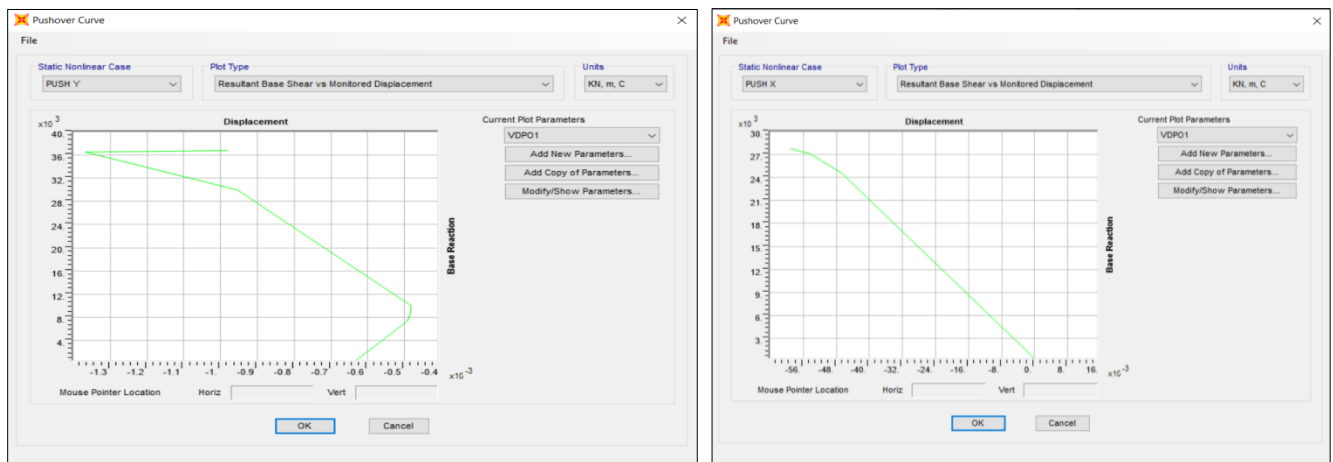


Figure.VII.13 : courbe de capacité de la structure selon xx et yy.

VII.4.2. Détermination du point de performance:

Le point de performance ($S_a - S_d$) du système à 1SSDDL équivalent à la structure dans le sens x-x est donné par la figure 12. Et celui obtenu dans le sens y-y par la figure 13.

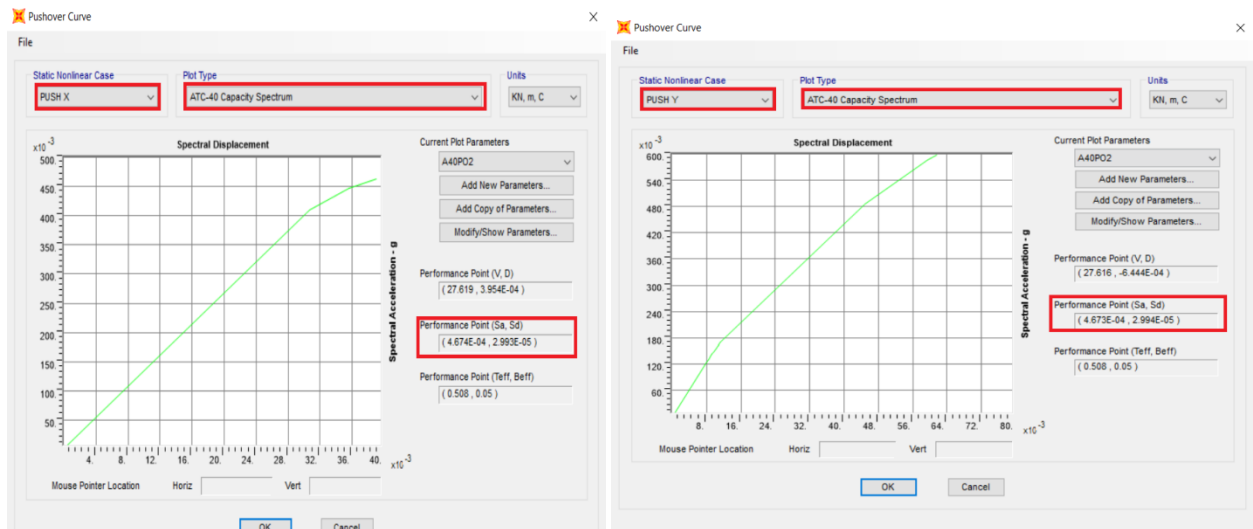


Figure.VII.14 : Les coordonnées de point de performance selon x.

La résistance globale de la structure selon le sens y est inférieure à celle du sens x cela est due aux distributions des voiles.

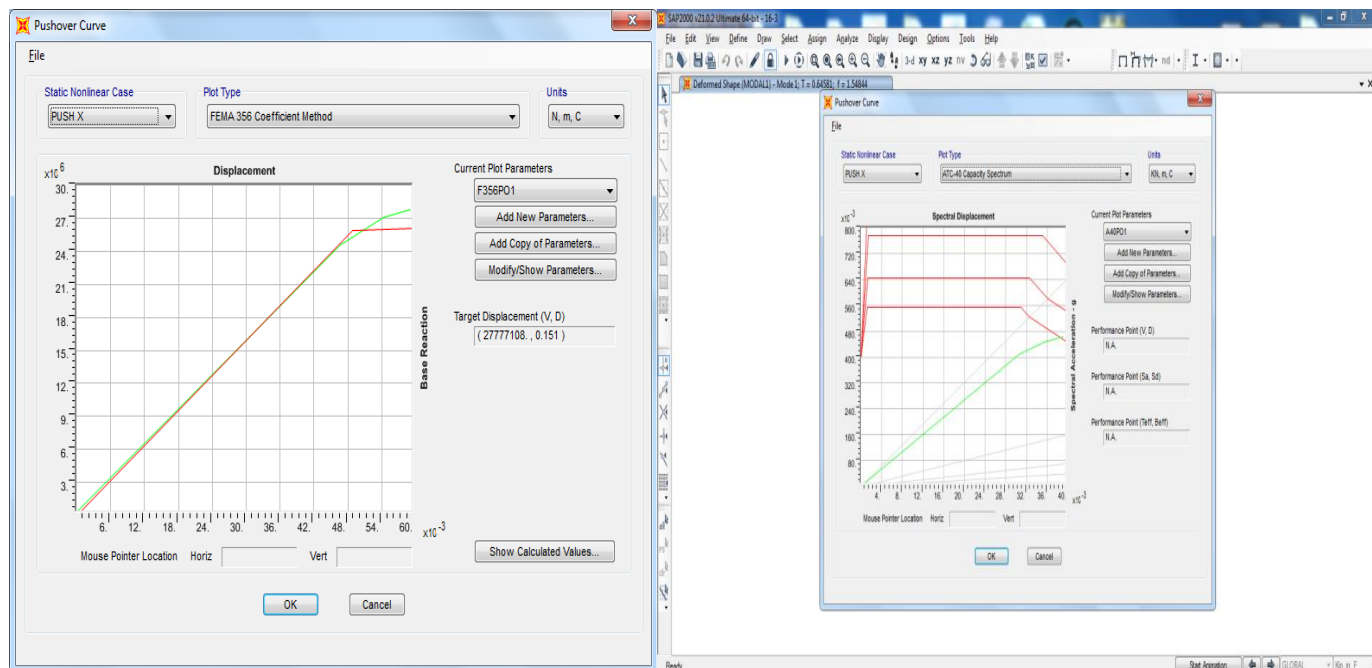


Figure.VII.14 : Linéarisation de la Courbe de capacité [11] et Courbe de capacité spectrale [12]

Les courbes de capacité de la structure nous renseignent sur la réponse de cette dernière suivant les charges de la méthode Push-Over, dont on peut clairement distinguer la phase élastique du comportement (état réversible), et la phase post-élastique (état irréversible), jusqu'au point de performance qui représente le dernier point de résistance de cette structure.

VII.4.3. Rotules Plastiques:

L'application de la méthode Push-over nous a permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel. Une analyse statique non linéaire, qui est basée sur le code FEMA 273 [13] est utilisée par le logiciel SAP 2000, qui définit la notion du mode de ruine et de la performance de la structure, selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

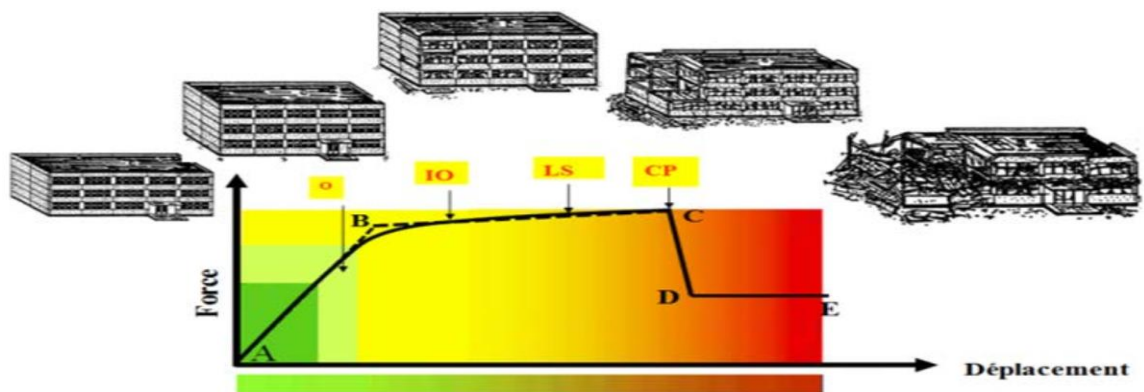


Figure VII.15 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.[14]

- A : Le point d'origine
- B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- C : Représente la capacité ultime de l'analyse push-over.
- D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.
- E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure,

et

qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

- ✓ O: Le bâtiment reste opérationnel et les dommages sont négligeable.
- ✓ IO: Occupation immédiate: le bâtiment reste sur dans ses fonctions et les dommages enregistrés sont non structurels.
- ✓ LS(life safety) : durée de service, présence de quelques dommages structurels localisés dans le bâtiment, la structure reste stable et possède une réserve de capacité, mais nécessite un renforcement.
- ✓ CP (Collapse Prévention):Un état du dommage très étendu, mais le bâtiment ne s'effondre pas.

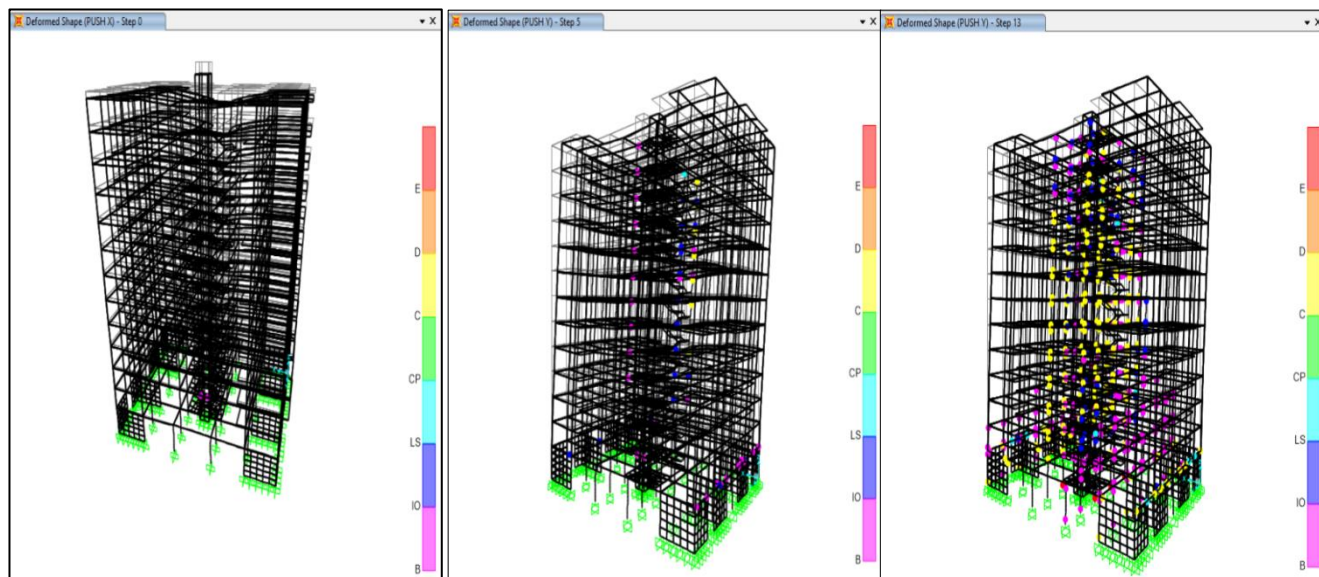


Figure. VII.16 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens YY.

- La 1^{ère} et les 2^{èmes} étapes montrent le développement d'apparition des rotules plastiques dans les deux directions de type "B-IO" dans les différents étages, premièrement aux travées ayant pas des voiles aux extrémités des poutres, après des rotules apparaissent au pied des poteaux du RDC.
- Dans la cinquième et sixième étape, le développement des rotules plastiques de type "B-IO" dans les différents étages, avec l'apparaissent des rotules de type "IO-LS" dans les sept premiers étages où les poteaux de RDC sont plus endommagés par ce type de rotule.

- Après l'étape 12 les rotules plastiques de type 'B-IO' ; 'IO-LS' ; 'LS-CP' sont généralisées et apparaissent un peu partout dans la structure avec l'apparition des mécanismes de rupture dans plusieurs poteaux et poutres avec rupture totale des poteaux de RDC

La distribution des rotules plastiques dans la structure est résumée dans ces deux tableaux.

Tableau.VII.1 : distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push y.

Load Case	step	A to B	B	IO	LS	CP	C	D	E	Total
PUSH Y	0	8316	2	0	0	0	0	0	0	8318
PUSH Y	1	8314	4	0	0	0	0	0	0	8318
PUSH Y	2	8280	20	12	2	0	4	0	0	8318
PUSH Y	3	8274	25	12	1	0	6	0	0	8318
PUSH Y	4	8267	25	18	1	0	7	0	0	8318
PUSH Y	5	8262	28	19	1	0	8	0	0	8318
PUSH Y	6	8257	29	21	3	0	8	0	0	8318
PUSH Y	7	8256	30	21	2	0	9	0	0	8318
PUSH Y	8	8252	32	20	3	0	11	0	0	8318
PUSH Y	9	8250	34	17	6	0	11	0	0	8318
PUSH Y	10	8249	33	19	5	0	12	0	0	8318
PUSH Y	11	8246	35	18	5	0	14	0	0	8318
PUSH Y	12	7835	204	50	11	0	218	0	0	8318
PUSH Y	13	7720	220	110	13	0	249	0	6	8318
PUSH Y	14	7702	217	122	10	0	261	0	6	8318

Tableau.VII.2 : distribution des rotules plastiques dans la structure sous la charge push x.

Load Case	step	A toB	B	IO	LS	CP	C	D	E	Total
PUSH X	0	8316	2	0	0	0	0	0	0	8318
PUSH X	1	8314	4	0	0	0	0	0	0	8318
PUSH X	2	7993	126	66	16	0	117	0	0	8318
PUSH X	3	7931	159	43	21	0	164	0	0	8318
PUSH X	4	7900	171	46	13	0	188	0	0	8318

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre structure avec voiles porteur (en zone III) dans les deux sens est dans le domaine poste-élastique comporte bien dans le domaine non linéaire vu le nombre élevé des voiles dans les deux sens et surtout dans le sens Y, d'ici on peut conclure que notre bâtiment malgré que les premiers rotules plastiques apparaissent dans les poteaux, elle répond aux efforts sismiques requises par le code parasismique Algérien RPA99/v2003.

VII.4.4. Comparaison entre l'effort tranchant des deux méthodes :

Le tableau 3 montre une comparaison entre la méthode push-over et la méthode modale spectrale en termes d'effort tranchant à la base :

Tableau.VII.3 : Comparaison entre l'effort tranchant des deux méthodes

	Push over	Méthode modale spectrale	$V_{\text{Push over}}/V_{\text{MMS}}$
V _x	27777.108	7004,109	3.96
V _y	36546.539	6943,041	5.26

Nous remarquons que l'effort tranchant obtenu par la méthode Push-over est 5 fois ($V_x = 36546.539$ KN) plus grande à la valeur obtenue par la méthode modale spectrale ($V_x = 6943,041$) dans le sens y-y et 3 fois dans les sens x-x.

VII.5. Conclusion:

Dans ce chapitre, on fait un calcul statique non linéaire (Push-over) à notre bâtiment. Cette étude permet d'évaluer la performance sismique de cette structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme.

On a utilisé le Sap 2000. v21 pour la détermination de la courbe de capacité où toutes les étapes ont été illustrées. Par la suite, le point de performance a été estimé.

L'analyse Push-over a été réalisée en considérant les deux sens d'excitation sismique x et y. À partir de cette analyse on a déduit que la structure étudiée est plus rigide dans le sens x que dans le sens y.

Par la suite on a comparé entre les efforts tranchants à la base obtenus par la méthode modale spectrale et celle obtenus par la méthode statique non linéaire (Push-over), on trouve que l'effort tranchant obtenu par la méthode Push-over est cinq fois plus grande à la valeur obtenu par la méthode modale spectrale dans le sens y-y et trois fois dans les sens x-x.

Finalement, on conclure que la méthode statique non linéaire Push-over est plus précise et plus efficace que les méthodes statiques linéaires.

Conclusion générale

Dans ce projet nous avons effectué une étude détaillée d'un tour (R+12+ sous-sol) en béton armé.

L'étude de cet ouvrage nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont la plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré-dimensionnement.
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Par la suite le bâtiment choisi a été analysé par la méthode statique non linéaire dans le but d'analyser son comportement non linéaire. Cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont la plus importantes sont :

- Les rotules plastiques s'apparaissent premièrement dans les poutres. Ce qui conduit que les poutres sont plus faibles que les poteaux.

- Notre structure est plus rigide dans le sens x que dans le sens y.
- l'effort tranchant obtenu par la méthode Push-over est cinq fois plus grande à la valeur obtenu par la méthode modale spectrale dans le sens y-y et trois fois dans les sens x-x.
- La méthode push-over est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée.

Enfin, cette étude a montré la non vulnérabilité de la structure existante, ceci est dû essentiellement à la présence d'un nombre important de voile de contreventement et le surdimensionnement des portiques.

LES REFERENCES

- [1] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 200 ,2003
- [2] Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [3] les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [4] Le Recensement Général De La Population et De L'Habitat 2008 ONS 2008
- [5] Bureau d'étude et d'expertise sol, fondations et structure, Rapport géotechnique 2008,
- [6] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 .2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988
- [7] jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99) .écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. p39
- [8] A Fuentes, Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée. 4° Edition .Edition Eyrolles, 1983, p262
- [9] Guettiche A .2019. Cours Master génie civil. Dynamique des structure 2 centre universitaire Abdelhafid boussouf, Mila.
- [10] Menasri Y, Nouaouria M.S, Guenfoud M.2010. Évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton arme par l'analyse statique non linéaire (pushover) "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010
- [11] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000 « Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, FEMA-356».
- [12] Applied Technology Council Seismic. 2006. Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40, Volume 1 and 2, Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA,
- [13] FEMA273, Federal Emergency Management Agency. NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures.
- [14] BOUSS A Leila. 2012. Effet de Confortement sur les Structures en Béton Armé. Mémoire de Magistère, Université M'Hamed BOUGRA- BOUMERDES, 94p

Annexe

Bureau d'Etudes et d'Expertise :
Sol, Fondations et Structures



مكتب دراسات وخبرة:
البناء تربة، أسس وهياكل

Projet : Etude de sol du site : "Siège de la D.U.C. de Blida, Ouled Yaïch"

Figure 03 : Coupe lithologique du sondage carotté SC1

Date : Février 2008

Prof.		Litho.	Description	Niv. eau
0.00				
1.00			Argiles graveleuses beiges.	
2.00				
3.00				
4.00				
5.00			Argiles graveleuses marron avec parfois des intercalations de cailloux calcaires.	
6.00				
7.00				
8.00				
9.00				
10.00				



Résultats des essais de laboratoire LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 30 / 2008**

Projet : **Etude de sol du site "Siège de la D.U.C. de Blida, O.Yaïch"**

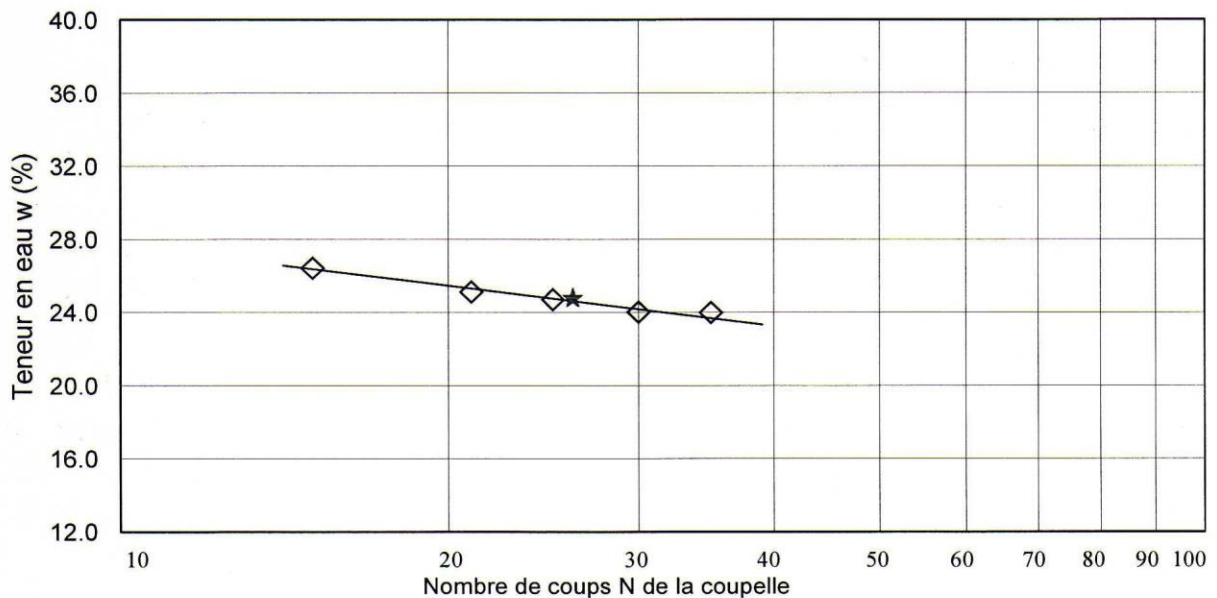
Date : **Février 2008**

Sondage n° : **SC 01**

Profondeur : **3,00m – 3,20m**

LIMITES DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4	5
Nombre de coups	15	21	25	30	35
Teneur en eau en %	26,39	25,09	24,68	23,99	23,97



Teneur en eau de liquidité %	$W_L = 24,60$
Teneur en eau de plasticité %	$W_P = 15,10$
Indice de plasticité %	$I_P = 9,50$



Résultats des essais de laboratoire

LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 30 / 2008**

Projet : **Etude de sol du site "Siège de la D.U.C. de Blida, O.Yaïch"**

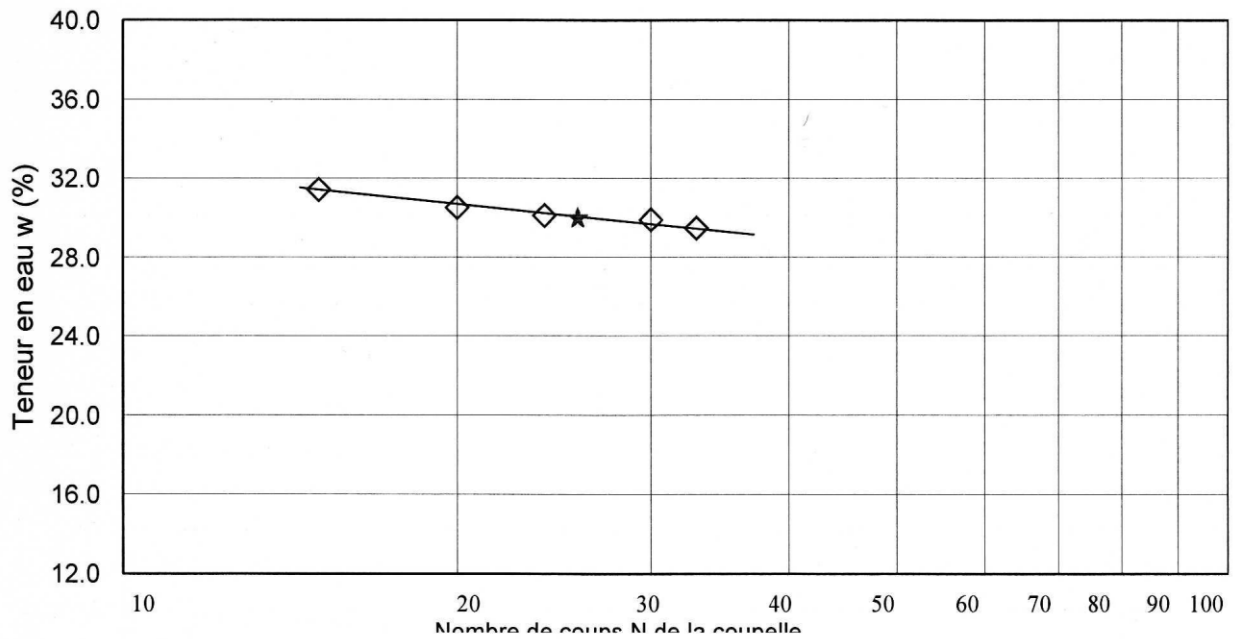
Date : **Février 2008**

Sondage n° : **SC 01**

Profondeur : **6,00m – 6,20m**

LIMITES DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4	5
Nombre de coups	15	20	24	30	33
Teneur en eau en %	31,41	30,51	30,11	29,89	29,47



Teneur en eau de liquidité %	$W_L = 30,00$
Teneur en eau de plasticité %	$W_P = 17,30$
Indice de plasticité %	$I_P = 12,70$



Résultats des essais de laboratoire

LIMITES D'ATTERBERG

Dossier n° : **G 30 / 2008**

Projet : **Etude de sol du site "Siège de la D.U.C. de Blida, O.Yaïch"**

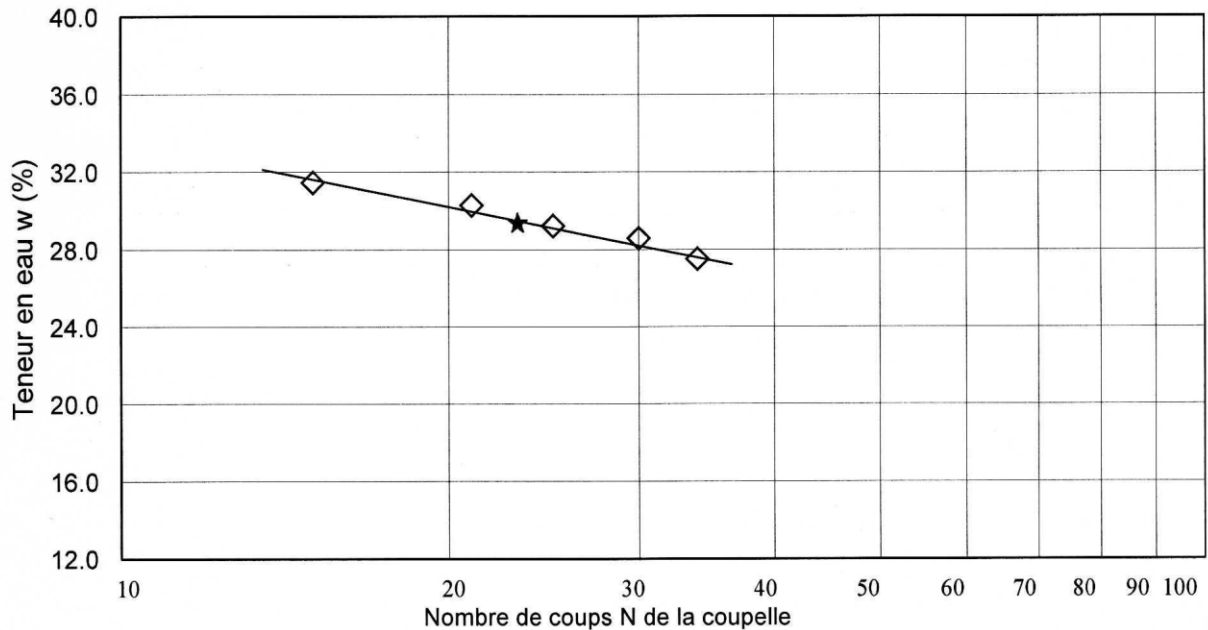
Date : **Février 2008**

Sondage n° : **SC 01**

Profondeur : **6,60m – 6,80m**

LIMITES DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE

Mesure n°	1	2	3	4	5
Nombre de coups	15	21	25	30	34
Teneur en eau en %	31,45	30,26	29,20	28,57	27,50

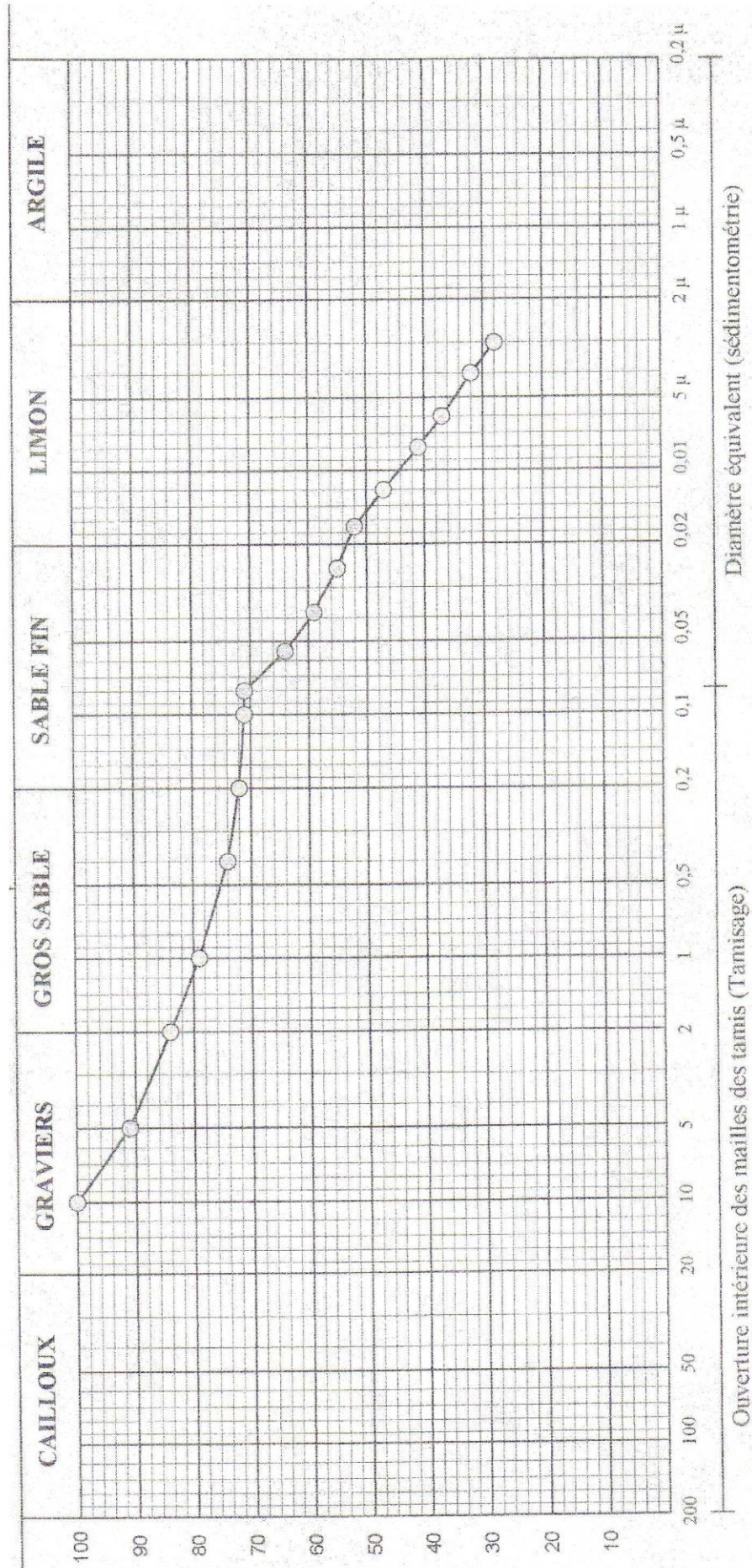


Teneur en eau de liquidité %	$W_L = 29,20$
Teneur en eau de plasticité %	$W_P = 16,30$
Indice de plasticité %	$I_P = 12,90$



Figure n°12 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE

Dos. n°: G30/2008 Projet : Siège de la D.U.C., Ouled Yaïch Date : Février 2008
—○— Echantillon1: sondage SC01, profondeur 3,00m – 3,20m.



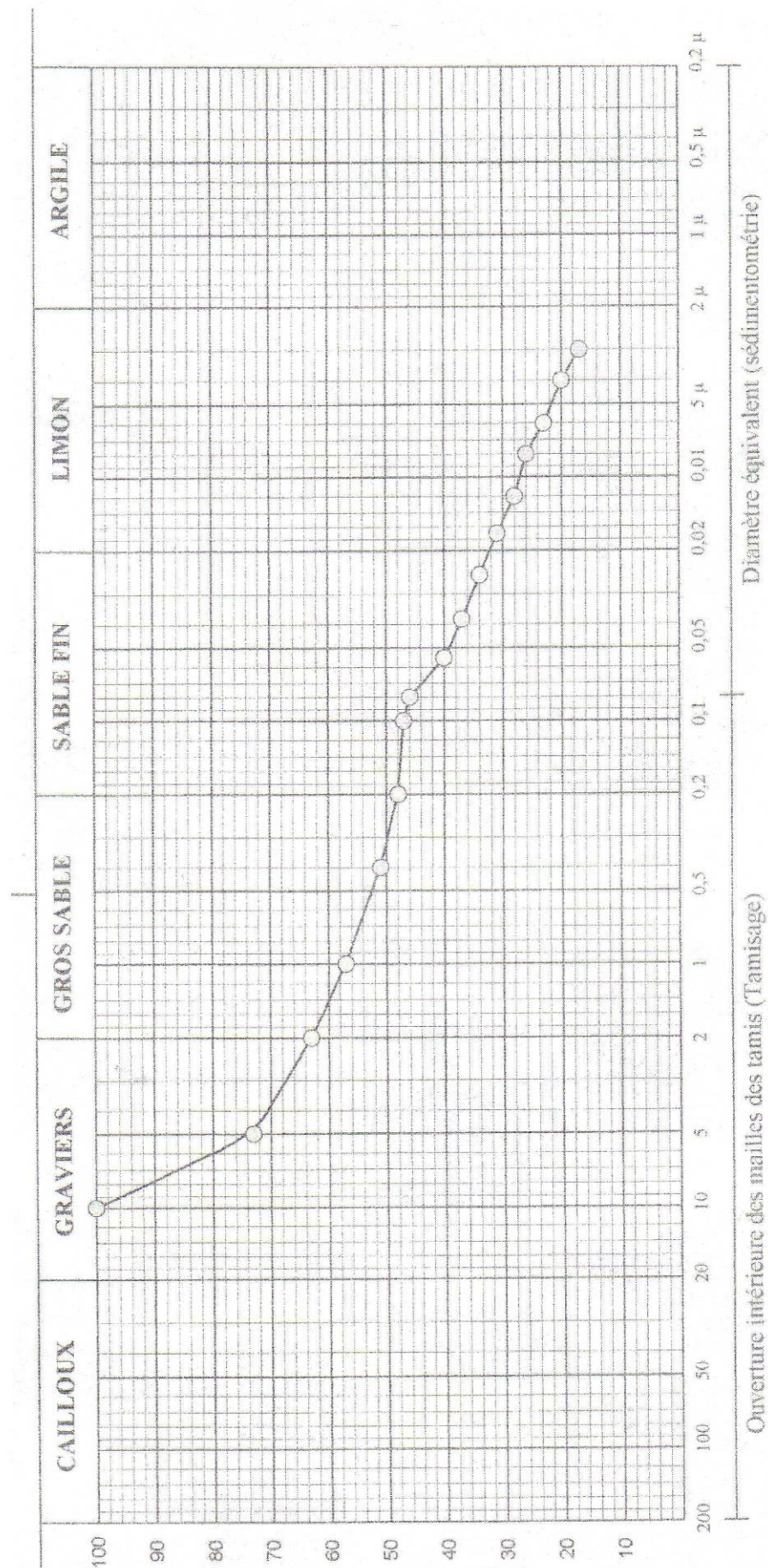


جيوتقني وهندسة البناء

Geotechnical & Construction Engineering

Figure n°13 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE

Dos. n°: G30/2008 Projet : Siège de la D.U.C., Ouled Yaïch Date : Février 2008
 —○— Echantillon1 : sondage SC01, profondeur 6,00m – 6,20m.





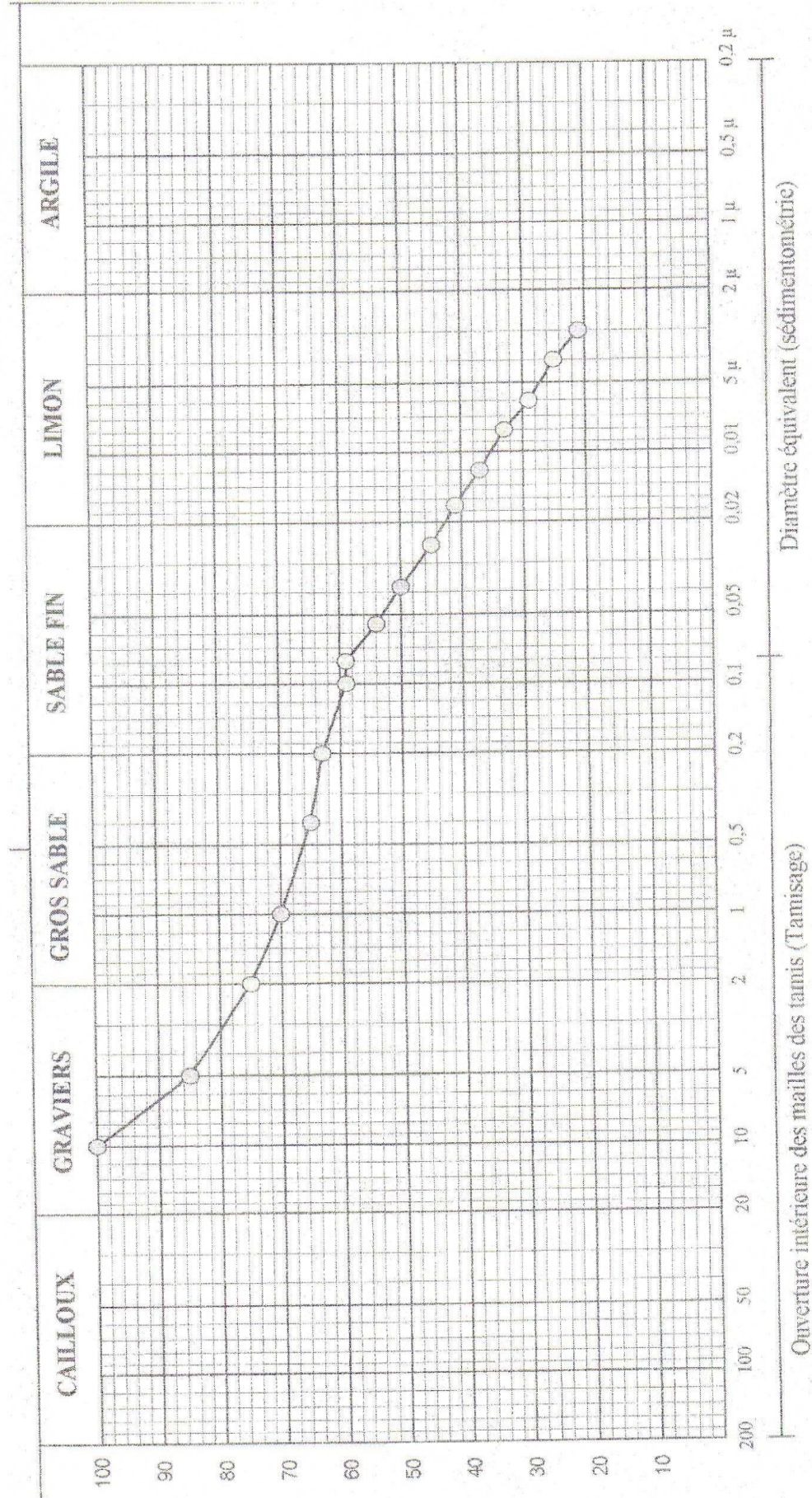
جيو تكنولوجي وهندسة البناء

Geotechnical & Construction Engineering

Figure n°14 : Résultats des essais de laboratoire - GRANULOMETRIE

Dos. n°: G30/2008 Projet : Siège de la D.U.C., Ouled Yaïch Date : Février 2008

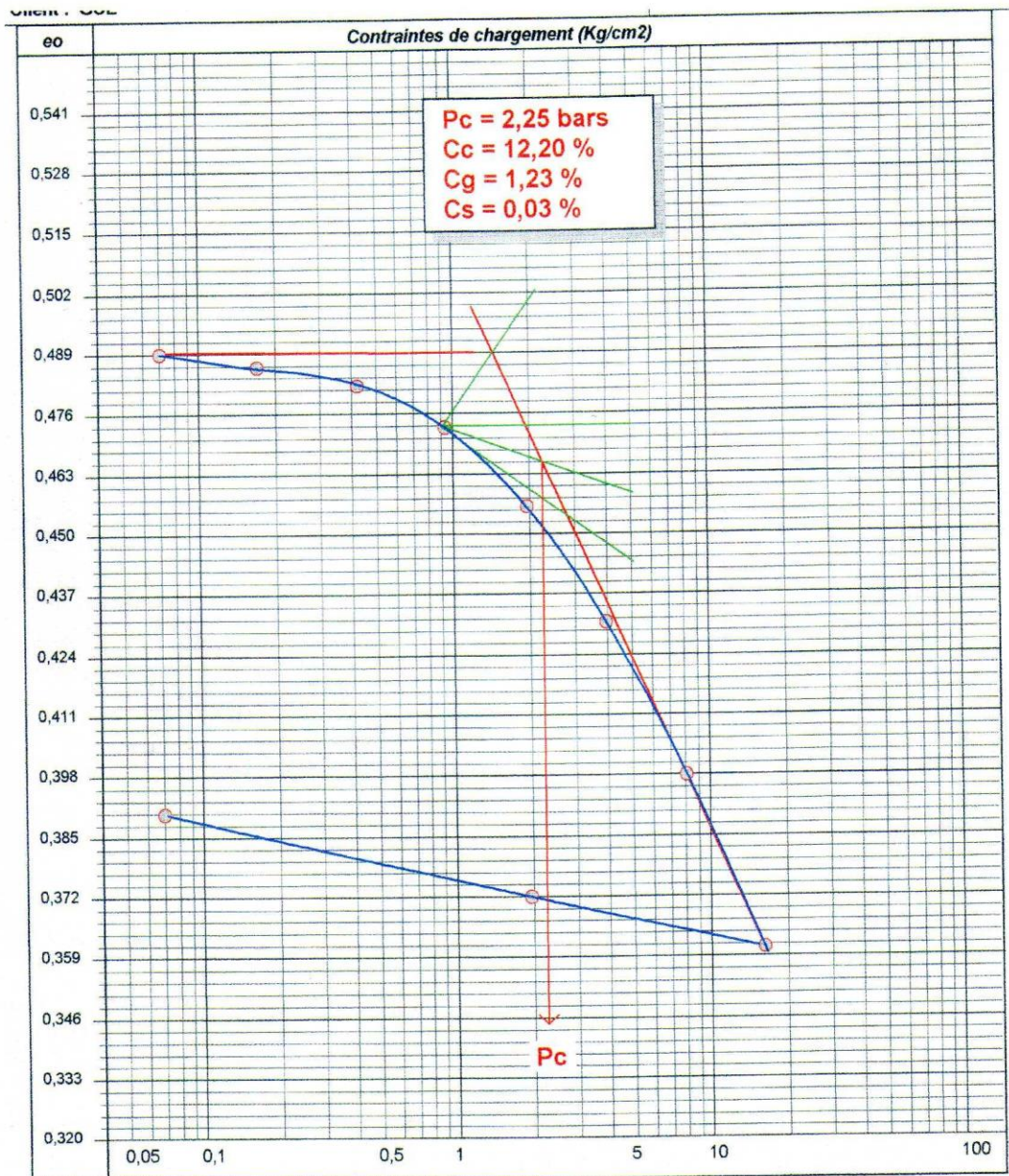
—○— Echantillon 1 : sondage SC01, profondeur 6,60m – 6,80m.





Résultats des essais de laboratoire
Figure n°15 : Courbe d'essai de compressibilité à l'oedomètre

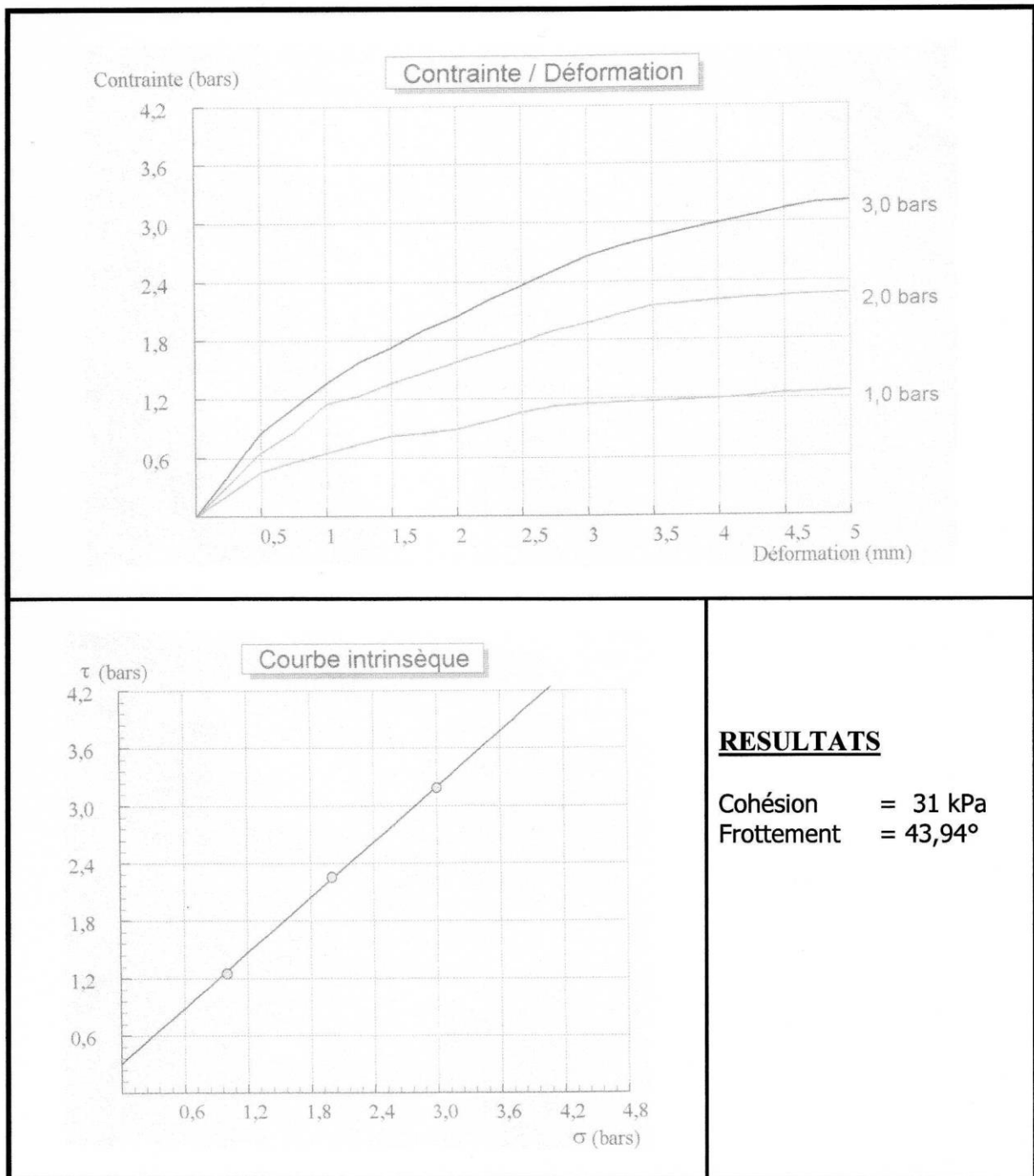
Dossier n° : G 30/ 2008 Date : Février 2008
Projet : Etude de sol du site : "Siège de la D.U.C. de Blida, O.Yaïch"
Sondage n° : SC 01 Profondeur : 3,00m – 3,20m





Résultats des essais de laboratoire Figure 16 : Essai de cisaillement à la boîte

Dossier n° : **G 30/ 2008** Date : **Février 2008**
Projet : **Etude de sol du site : "Siège de la D.U.C. de Blida, O.Yaïch"**
Sondage n° : **SC 01** Profondeur : **3,00m – 3,20m**
Type d'essai : **CU** Vitesse : **0,50mm/mn**



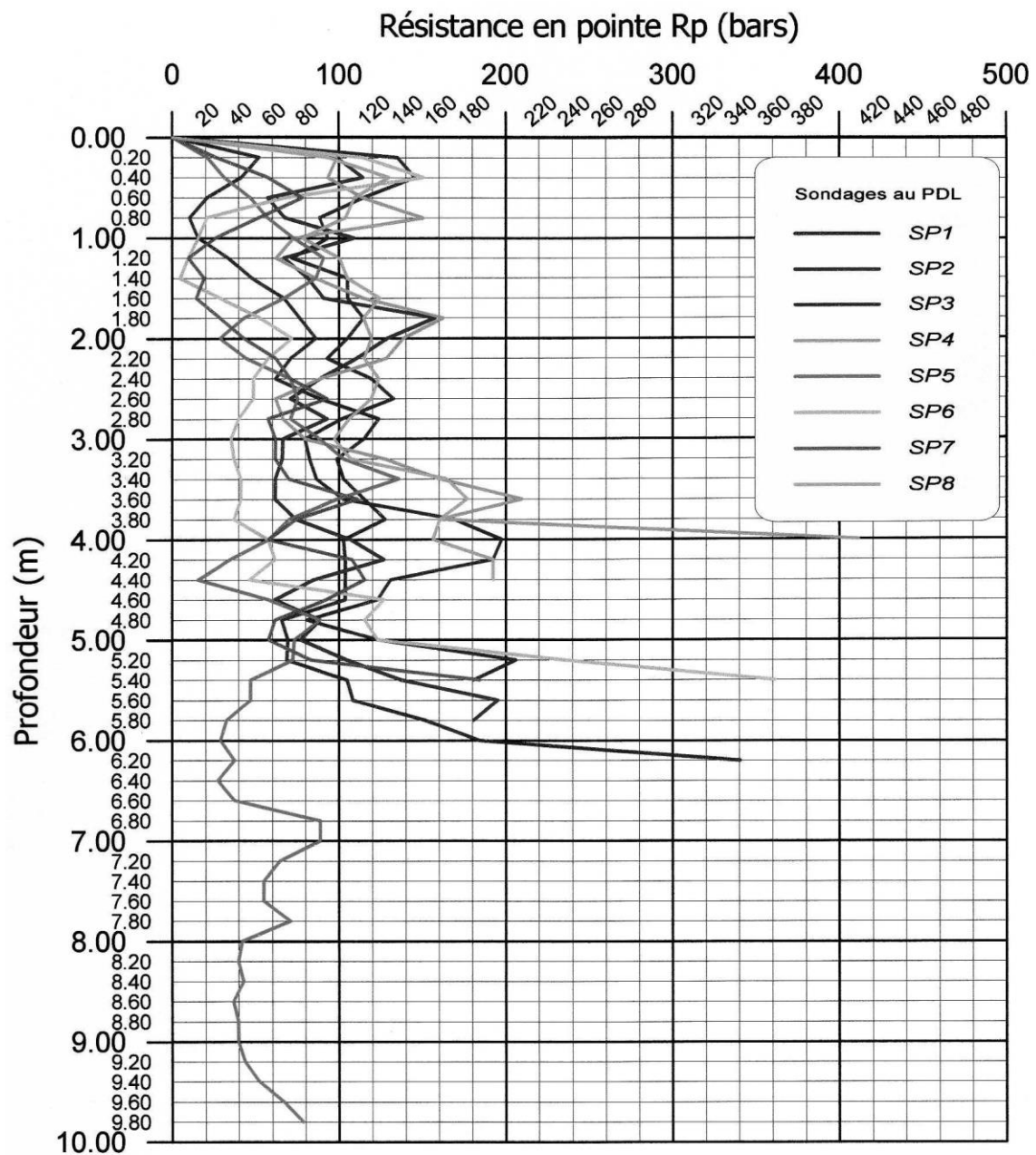


Figure n° 17 :

Pénétrographes des huit (08) sondages au P.D.L. réalisés au site
"Siège de la D.U.C. de Blida, Ouled Yaïch".

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée et 12 étages. L'étude se composait de deux parties principales:

-La première partie: c'est la description générale du projet, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges (les escaliers, les planchers, les dalles pleines). Dans cette partie, une étude dynamique linéaire du bâtiment par le programme ETABS a été réalisée, ce qui nous permis d'obtenir les résultats finales, pour ferrailer les différents éléments de la structure en tenant compte des recommandations des règlements algériens dans le domaine de la construction. .

La deuxième partie: Mener une analyse statique non linéaire du bâtiment en utilisant la méthode de poussé progressive, qui est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. En se basant sur le programme SAP2000.

L'objectif de cette étude est de s'approcher le plus possible du comportement réel du bâtiment, en prenant en compte son comportement hors du domaine élastique linéaire et en l'étudiant dans le domaine plastique.

Mots clés : Tour, béton armé, dynamique linéaire, statique non linéaire, ETABS, SAP2000.

Abstract

This project presents a detailed study of a Tower, consisting of a basement, a ground floor and 12 stories. This study consists two parts:

- The first part: is the general description of the project. then the pre-dimensioning of the structure and finally the descente of loads (stairs, floors, solid slabs). In this part, a linear dynamic study of the building by the ETABS program was carried out, which allowed us to obtain the final results, to reinforce the different elements of the structure taking into account the recommendations of the Algerian codes in the field of construction.
- The second part: Conducts a nonlinear static analysis of the building using the push-over method, which is an approximate method in which the structure is subjected to an increasing lateral load until it reaches a target displacement, based on the SAP2000 program.

The objective of this study is to get as close as possible to the real behavior of the building, taking into account its behavior outside the linear elastic domain and studying it in the plastic domain.

Keywords: tower, reinforced concrete, linear dynamics, nonlinear static, ETABS, SAP2000.

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبرج مكون من طابق تحت الارض زائد طابق ارضي واثنى عشرة طابقا علويا. اشتملت الدراسة على جزئين رئيسيين:

-**الجزء الاول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على التعريف بالبناية، مع اعطاء الابعاد الاولى للعناصر وحمولة كل عنصر المكونة لها، وحساب تسليح العناصر الثانوية (السلالم و البلاطات المفرغة و المملوءة ...).

اشتمل هذا الجزء إجراء دراسة ديناميكية خطية للمبنى بواسطة برنامج ETABS ، الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية في مجال البناء.

الجزء الثاني : إجراء تحليل ثابت غير خطي للبناية باستخدام طريقة الدفع التدريجي والتي هي طريقة تقريبية نقوم من خلالها بتحميل البناية بحمولة جانبية متزايدة إلى حين وصول بعد مسافة معينة عبر الاعتماد على برنامج SAP 2000.

الهدف من هذه الدراسة هو الاقتراب قدر الامكان من السلوك الحقيقي للبناية ، وذلك بأخذ بعين الاعتبار سلوكها خارج المجال المرن الخطي و دراسته في المجال البلاستيكي.

الكلمات المفتاحية : البرج، الخرسانة المسلحة، تحليل ديناميكي خطي ، تحليل ثابت غير خطي، ايتابس ،
،ساب 2000